THE UNIVERSITY
OF ILLINOIS
LIBRARY

620.5
BA
v.2

[redacted]
LIBRARY
[redacted]

DER BAUINGENIEUR

1921

LIBRARY
UNIVERSITY OF ILLINOIS
URBANA

DER
BAUINGENIEUR

ZEITSCHRIFT FÜR DAS GESAMTE BAUWESEN

Organ des Deutschen Eisenbau-Verbandes und des Deutschen Beton-Vereins

Herausgegeben

von

Dr.-Ing. e. h. M. Foerster
Geh. Hofrat, ord. Professor an d. Techn. Hochschule Dresden

Dr.-Ing. W. Gehler
ord. Professor an der Techn. Hochschule Dresden

Dr.-Ing. E. Probst
ord. Professor an der Techn. Hochschule Karlsruhe

Dr.-Ing. H. Fischmann
Direktor des Deutschen Eisenbau-Verbandes, Berlin

Dr.-Ing. W. Petry
Reg.-Baumeister, Direktor d. Deutschen Beton-Vereins, Obercassel (Siegkreis)

Zweiter Jahrgang 1921

BERLIN
VERLAG VON JULIUS SPRINGER
1921.

UNIVERSITY OF ILLINOIS
LIBRARY

H. S. Hermann & Co. Berlin

620.5
BA
v.2
Anell
SEP 1 2 24
LIBRARY
UNIVERSITY OF ILLINOIS
URBANA

INHALT.

* bedeutet Abbildungen im Text.

VERFASSERVERZEICHNIS.

Seite

Amman, Otto, Prof., Dr.-Ing., Karlsruhe. Der Unterricht auf dem Gebiet des Verkehrswesens in den Bauingenieurabteilungen der Technischen Hochschulen 612

Barkhausen, G., Dr.-Ing., Hannover. Beurteilung der Grundlagen des Bauens in Holz 541* 590*
Zuschriften 709
Bernhard, Karl, Berlin. Vom guten Geschmack 391*
Erwiderung v. Dr.-Ing. Müller . . . 703*
Beyerhaus, E., Regierungs- u. Baurat, Charlottenburg. Geschwindigkeitsformeln für Wasserläufe und maßgebendes Gefälle; Mängel der Ganguillet-Kutterschen Formel und Darlegung eines geeigneten Ersatzes 486* 523*
Birkenstock, Privatdozent, Prof. Dr.-Ing., Berlin. Verfahren zur genäherten Berechnung einfach bewehrter Plattenbalken 216*
Bloß, Dr.-Ing., Regierungs- u. Baurat. Lohnformen und ihre Wirkungen . . 634*
Bortsch, R., Dr. techn., Brünn. Die mitwirkende Plattenbreite 662*
Brammer, Dipl.-Ing., Bauunternehmung Rud. Wolle, Leipzig. Bauten zur Besserung der Kohlenwirtschaft im mitteldeutschen Kohlengebiet (in der Nachkriegszeit). Nach dem Vortrag, gehalten auf der 24. Hauptversammlung des Deutschen Beton-Vereins 1921 zu Berlin 316* 355*
Buer, Nils, Oberbaurat, Hamburg. Die hamburgische Walddörferbahn . . . 401*
Bulnheim, Oberbaukommissar, Dresden. Ersatzbaustoffe und sparsame Baustoffe 445

Commentz, Carl, Dr.-Ing. Die Gewichtsfrage im Eisenbetonschiffbau . 630* 672*

Dantscher, Dipl.-Ing., Prof. a. d. Techn. Hochschule München. Rohre als Leerlauf bei Wasserkraftanlagen 332*
Deichmann, Oberingenieur Dr.-Ing., Münster i. W. Eisenbetonbauten in Mexiko 191*

Eisenmenger, Richard, Dipl.-Ing., Ingenieur der Allgemeinen Hochbau-Gesellschaft m. b. H., Düsseldorf. Zollspeicher aus Eisenbeton in Montevideo 644*
Emperger, Oberbaurat Dr.-Ing., Wien. Materialersparnis beim Talsperrenbau 336*
Engesser, Fr., Karlsruhe. Graphische Ermittlung der Formänderung und des Knickwiderstands längs und quer belasteter Stäbe von beliebiger Querschnittsanordnung 598*

Seite

Fischer, Alexander, Göding-Mähren. Beitrag zur Berechnung der Fachwerke. 185*
— Zur Ermittlung der Bruchlast bei exzentrischer Druckbelastung 274*
Fischmann, Dr.-Ing., Berlin. Gerber-Feier im Werk Gustavsburg der Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg . . 421*
Foerster, M., Geh. Hofrat Prof. Dr.-Ing. e. h., Dresden. Neue Veröffentlichungen des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton. Heft 45: Versuche mit eingespannten Eisenbetonbalken. Bericht von Dr.-Ing. C. Bach und O. Graf 46*
— desgl. Heft 46: Belastung und Feuerbeanspruchung eines Lagerhauses aus Eisenbeton. Bericht von Dr.-Ing. e. h. M. Gary 122
— desgl. Heft 47: Eisen und Beton mit schlackenhaltigem Bindemittel und Versuche über den Gleitwiderstand verzinkten Eisens in Beton. Bericht von Dr.-Ing. e. h. M. Gary und Prof. M. Schmer 123
— desgl. Heft 48: Versuche mit Eisenbetonbalken zur Ermittlung der Widerstandsfähigkeit verschiedener Bewehrung gegen Schubkräfte. Bericht von Dr.-Ing. v. Bach und O. Graf . . . 354
— Versuche mit Anschlüssen steifer Stäbe. Bericht des Ausschusses für Versuche im Eisenbau. Ausgabe A, Heft 3 450
— Tagung des Deutschen Eisenbauverbandes 587

Gaber, E., Prof. Dr.-Ing., Karlsruhe. Bauerfahrungen 624*
— Der Bau des Königstuhltunnels in Heidelberg 657* 691*
Gärtner, Rudolf, Dr.-Ing., Bremen. Zur Theorie unversteifter Rippenkuppeln 264*
Garbotz, Georg, Privatdozent Dr., Frankfurt a. M. Die maschinentechnische Ausbildung der Bauingenieure an unseren Technischen Hochschulen 641
Berichtigung 684
Gesteschi, Th., Dr.-Ing., Berlin. Bemerkenswerte Industriebauten in Holz 16*
Graevell, Geh. Baurat, Berlin-Karlshorst. Das stetige Strömen in Röhren an einem kritischen Beispiel 269*
Graf, Otto, Stuttgart. Beobachtungen über den Einfluß der Größe der Belastungsfläche auf die Widerstandsfähigkeit von Bauholz gegen Druckbelastung quer zur Faser 498*
Grüning, Professor, Hannover. Versuche mit Druckstäben 285*

Hertwig, A., Aachen. Heinrich Müller zum 70. Geburtstag 201*

Seite

Herzka, Leopold, Ingenieur, Wien. Anregungen für Kostenvergleiche von Eisenschutzanstrichen im Hoch- und Brückenbau 117
Höch, O., Oberbaurat, Hamburg. Die Wasserstraßenverbindungen zwischen Nord- und Süddeutschland . . 429* 469*
Hoepfner, K., Prof., Karlsruhe i. B. Die Bestimmung und Umgrenzung des Begriffs „Städtebau" als Ingenieurwissenschaft 615

Kaempfer, W., Ingenieur, Durlach. Sandstrahlgebläse im Eisenbau . . . 131*
Kaufmann, Dr.-Ing., Hannover. Untersuchung der Knicksicherheit des beiderseits gelenkig gelagerten Stabes unter Berücksichtigung einer innerhalb der freien Länge angreifenden Druckkraft 361*
Kayser, H., Professor, Darmstadt. Über Schwindmaße des Holzes 237*
Knauff, Dipl.-Ing., Darmstadt. Anwendung des Spülverfahrens bei der Herstellung von Hochwasserschutzdämmen am Miami in Nordamerika 417*
— Die Wirtschaftlichkeit der Verwendung von Spezialstahlsorten im Brükkenbau 72*
— Luftdruckgründung beim Bau einer Eisenbahnbrücke in Amerika 48
Kögler, Prof. Dr.-Ing., Freiberg. Die Gleichwertigkeit von Mauerwerk und Eisenbeton gegen exzentrische Druckkräfte 550*
Koenen, M., Generaldirektor Dr.-Ing. e. h., Berlin. Zur Entwicklungsgeschichte des Eisenbetons. (Persönliche Erinnerungen) 347
Kortlang, Josef, Dr.-Ing. Der Einfluß der Kernzusammensetzung der Zuschlagstoffe von Kiesbetonmischungen auf die Druckfestigkeit und -elastizität 239*
Kreüger, H., Prof. a. d. Techn. Hochschule in Stockholm. Apparat zum Messen von Stößen 103*
Kunze, W., Reg.-Baumstr. Dr.-Ing., Privatdozent a. d. Techn. Hochschule Dresden. Der Bau von Stauanlagen und die Kanalisation des Murray durch die australische Regierung 21*
— Der Zusammenhang zwischen Momentenlinie und Mittelkraftlinie . . . 65*
— Bericht über die 24. Hauptversammlung des Deutschen Betonvereins am 9., 10. u. 11. März 1921 in Berlin 159
— Der Bau einer großen Wasserfernleitung in Apulien. (Nach Génie Civil v. 31. VII. u. v. 7. VIII. 1920) . . 188*
— Die Gilboasperre und der Shandakentunnel, Anlagen zur Wasserversorgung New Yorks. (Nach The „Engineer" vom 24. Dez. 1920) 501*

551909

Seite

Kunze, Bemerkenswerte Steinbrückenbauten der Franzosen in Marokko . . 676*
— Literaturschau. 23 48 73 106 135 161 194 219 250 277 307 368

Lauser, Emil, Reg.-Bmstr., Ulm a. D. Beitrag zur Prüfung der Widerstandsfähigkeit massiver Bodenbelagsstoffe 157
Lehmann, C., Regierungsbauführer Dipl.-Ing., Dresden. Literaturschau 397 422 451 478 503 533 561 592 652 678 704
Leitholf, O., Berlin. Umbau des Wasserturmes der Berliner Maschinenbau-Actiengesellschaft vormals Schwartzkopf in Wildau 234*
Lewe, Dr., Dr.-Ing., Privatdozent a. d. Techn. Hochschule Berlin. Die zylindrische Behälterwandung bei nachgiebiger Sohleneinspannung 177*
— Neuere Brückenbauten in Holz . . 463*
Linton, Otto, Prof. a. d. Techn. Hochschule in Stockholm. Die neue Eisenbahnbrücke über den Oerefluß in Schweden 87*
Löser, B., Baumeister i. Fa. Kell & Löser, Dozent a. d. Techn. Hochschule Dresden. Die Gütevorschriften für Beton. (Nach dem auf der 24. Hauptversammlung des Deutschen Beton-Vereins 1921 zu Berlin gehaltenen Vortrage) 229*
Ludin, Adolf, Dr.-Ing., Karlsruhe i. B. Über Wertberechnung von Wasserkräften 81*

Maier, F., Dipl.-Ing., Karlsruhe i. B. Behälterschiffe aus Eisenbeton. (Nach „Eng. News Record" 26. VIII. 1920) 124*
— Über die Herstellung von langen Betonstraßen 276
M. A. N., Wiederherstellung der Brücke über die Düna bei Riga durch die Masch.-Fabr. Augsb.-Nürnberg A.-G. . 1* 34*
— Der Bau eines Schwimmtores für ein Trockendock in Libau d. d. Masch.-Fabr. A.-N. A. G. 57*
— Werk Gustavsburg. Der Bau der Brücke über die Weichsel bei Wyszogrod durch die Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg A.-G. . . . 172* 210*
— Der Bau der elf östlichen Öffnungen des Geultalviaduktes durch die Gutehoffnungshütte, A.-V. für Bergbau- und Hüttenbetrieb, Abteilung Brückenbau 294* 324*
Zuschrift 400
Marcus, H., Dr.-Ing., Direktor der Huta, Hoch- und Tiefbau-Aktiengesellschaft. Neuere Ausführungen trägerloser Pilzdecken. (Nach dem Vortrag, gehalten auf der 24. Hauptversammlung des Deutschen Beton-Vereins 1921 in Berlin 373*
Mayer, K., Dipl.-Ing., Assistent a. d. Techn. Hochschule Stuttgart. Momentendeckung (Materialnachweis) über den Stützen von durchlaufenden Trägern 248*
Meisenhelder, Bauinspektor, in Fa. Wayß & Freytag, A.-G., Neustadt a. d. Haardt. Verschiedene hervorragende, während des Krieges ausgeführte Eisenbetonbauten. (Fortsetzung von Seite 610, Heft 22, 1920) 68* 100*
Möller, Max, Geh. Hofrat Professor Dr.-Ing. e. h., Braunschweig. Die neue Erzwäsche in Broistedt 513*
Müllenhoff, K. A., Sterkrade. Eine Kettenbrücke für Eisenbahnverkehr . 457*
Müller, Georg, Dr.-Ing. Reg.-Baumstr., Berlin-Lankwitz. Neuere Brückenformen an Hand des Schwedenwettbewerbes 89*
Erwiderung auf den Aufsatz v. K. Bernhard „Vom guten Geschmack" (S. 391) 703*

Seite

Müller, Paul, Dr.-Ing., Dortmund. Dampfturbinenfundamente aus Eisenbeton 436* 474*
Berichtigung 560

Nadai, A., Dr.-Ing., Göttingen. Über die Biegung der rechteckigen Platte durch Einzellasten 299*
— Über die Spannungsverteilung in einer durch eine Einzelkraft belasteten rechteckigen Platte 11*
Näbauer, M., Dr., Karlsruhe. Genauigkeit der Diagonalen in Dreiecksketten 618*
Nielsen, N. J., Dr. techn. Kopenhagen. Berechnung der Bruchspannungen in kreuzarmierten Eisenbetonplatten . . 412*

Obrist, Willy, Dipl.-Ing., Budapest. Beitrag zum Verhalten von Eisenbetonkonstruktionen im Schadenfeuer 698*

Petermann, Prof. Dr.-Ing., Charlottenburg. Eiserne Brücken in Nordfrankreich und Belgien 148*
Petry, W., Regierungsbaumeister Dr.-Ing., Obercassel. Kommerzienrat Dr.-Ing. e. h. Conrad Freytag † 396*
Pfütze, B., Leipzig. Sicherheit der Fundamente gegen zentrisch senkrecht wirkende Zugkräfte 559*
Pichl, Ernst, Dr.-Ing., Ingenieur der Wayß & Freytag A.-G., Stuttgart. Die Berechnung von Viadukten . . . 529 553*
Plato, Ingenieur, Riga. Die Schiffbarmachung der Düna und Ausnutzung ihrer Wasserkräfte. (Nach dem Material und dem Entwurf der „Dungarburi") 259* 290*
Probst, E., Prof. Dr.-Ing., Karlsruhe i. B. Baurat Dr.-Ing. H. C. Emil Boehmer 33*
— Der Wert von Laboratoriumsversuchen an Beton und Eisenbeton für die Anwendung 141
— Die Prüfung der Wasserdichtigkeit von Beton und Eisenbeton 609*

Rehbock, Th., Geh. Oberbaurat Dr.-Ing., Prof. a. d. Techn. Hochschule Karlsruhe. Zur Graevellschen Analyse des Brückenstaues 98*
— Brückenstau und Walzenbildung. (Untersuchung aus dem Flußbau-Laboratorium der Techn. Hochschule zu Karlsruhe) 341*
— Zwei Jahrzehnte hydraulischer Forschung im Flußbaulaboratorium der Technischen Hochschule zu Karlsruhe 600*
— Verfahren zur Bestimmung des Brükkenstaues bei rein strömendem Wasserdurchfluß 603*
Ruchholz, Dipl.-Ing., Sterkrade. Berechnung der Beanspruchung größerer ebener Behälterböden während der Aufstellungsarbeiten 700*

Sackur, W., Prof., Karlsruhe i. B. Der Neubau der Abteilung für Bauingenieure an der Technischen Hochschule Karlsruhe i. B. 597*
Schaper, Geh. Baurat, Berlin. Der Wettbewerb für Entwürfe zu einer Verbindung über dem Limfjord zwischen Aalborg und Nörresundby in Dänemark 80 314* 350* 380* 407* 428 433* 458* 491* 518* 545* 575* 637* 668* 685*
Schick, R., Ing., Sterkrade. Berechnung von Fachwerkträgern mit biegungsfestem Obergurt (Kranbahnträger) 93* 126*
Schönhöfer, Professor Dr. techn., Braunschweig. Zur Frage der zulässigen Beanspruchung von Bauholz . . 439
Schroeter, Alfons, Stadt-Ingenieur, Berlin. Rissebildungen infolge Rost u. Temperatur 134*

Seite

Schuster, J., Berlin-Friedenau. Zusammengesetzte Zug- und Knickfestigkeit 555*
Schwarz, Dipl.-Ing., Sterkrade. Bestimmung der Knicksicherheit nach Euler von Gelenkpfetten, die auf Druck beansprucht werden 647*
Seboldt, Regierungsbaumeister. Ausnutzung der Windkraft durch Wasserkraftanlagen 273
Skall, O., Dipl.-Ing. der Niederlassung Berlin der Bauunternehmung Rud. Wolle, Leipzig. Gasbehälterbecken in Eisenbeton für das städtische Gaswerk Bautzen 446*
Spiegel, G., Ing., Pilsen. Zur Berechnung biegungsfester Stabzüge 40*
Stark, W. A., Dipl.-Ing., Obering. v. Dyckerhoff & Widmann A. G., Niederlassung Karlsruhe. Ermittlung von Höhe und Eiseneinlagen bei exzentrisch beanspruchten Eisenbetonquerschnitten (Zug auftretend) 581*
Steuernagel, Regierungsbaumeister, Rheinbach (Rbz. Köln). Gerätewert und Selbstkostenberechnung im Bauingenieurwesen 393*
Stichling, Oberbaurat, Danzig-Langfuhr. Werft- und Hafenbauten der Danziger Reichswerft auf der Holminsel während des Krieges . . 142* 182*
Stürzenacker, Professor, Karlsruhe. Baulich-Akustisches 494
Struve, Dr.-Ing., Hamburg. Eigengewichte eiserner Hochbahnbrücken . . 410*

Tecklenburg, Regierungsbaumeister, Gera-Reuß. Eisenbahnkriegsbauten im Westen. Auszug aus dem Vortrag auf der 23. Hauptversammlung des Deutschen Beton-Vereins zu Berlin . . . 10
de Thierry, G., Geh. Baurat Dr.-Ing., Prof. a. d. Techn. Hochschule Charlottenburg. Der Wettbewerb zur Schiffbarmachung des Oberrheins von Basel bis Konstanz 169* 204* 243*
Zuschrift 371

Vieser, Dr. Wilhelm, Zivilingenieur für das Bauwesen und Baumeister, Wien. Die Bemessung von auf Biegung beanspruchten Röhrenquerschnitten aus Eisenbeton 385
— Punktrechenbild für auf Biegung beanspruchte Röhrenquerschnitte aus Eisenbeton 390*
— Graphische Tafeln 569*
Vinzenz, Josef, Dr.-Ing., Chefkonstrukteur der Betonbauunternehmung Pittel & Brausewetter, Prag. Beitrag zur Berechnung des kontinuierlichen Trägers 695*
Waffenschmidt, W. G., Regierungsbaumeister, Dr.-Ing. Dr. rer. pol., Karlsruhe i. B. Die Leistungsfähigkeit der graphischen Methode für den Entwurf 257
— Über Wertberechnung von Wasserkräften 81*
Wernekke, Geh. Regierungsrat, Mitglied des Reichs-Patentamtes Berlin-Zehlendorf. Patentbericht. 30 53 78 119 139 167 199 226 254 281 310 338 371 400 426 454 482 510 538 566 594 682 711
Weyrauch, R., Professor Dr., Stuttgart. Über akademischen Unterricht . . . 249
Wiesner, Ernst, Dr.-Ing., Breslau. Überdeckung quadratischer und rechteckiger Räume 118* 152*
Wolf, Horst, Dr.-Ing., Dresden. Ein Beitrag zu der Frage: Achsen- oder Mittelmoment bei der Berechnung von Eisenbetonrahmen 304*

Zimmermann, Wirkl. Geh. Oberbaurat a. D. Dr.-Ing. Dr. Formänderung eines U-Eisens 202*
Zuschrift hierzu v. Herrn Dr. R. Sonntag, B.-F. 503

SACHVERZEICHNIS.

Seite

Aalborg, Der Wettbewerb für Entwürfe zu einer Verbindung über dem Limfjord zwischen — und Nörresundby in Dänemark. Von Geh. Baurat Schaper, Berlin. 80 314* 350* 380* 407* 428 433* 458* 491* 518* 545* 575* 637* 668* 685*

Akademiestaues, Über — Unterricht. Von Prof. Dr. R. Weyrauch, Stuttgart 249

Akustisches, Baulich- —. Von Prof. Stürzenacker, Karlsruhe 494

Amerika, Luftdruckgründung beim Bau einer Eisenbahnbrücke in —. Von Dipl.-Ing. Knauff, Darmstadt 48

Analyse, Zur Graevellschen — des Brückenstaues. Von Geh. Oberbaurat Prof. Dr.-Ing. Th. Rehbock, Karlsruhe 98*

Anschlüssen, Versuche mit — steifer Stäbe. Bericht des Ausschusses für Versuche im Eisenbeton. Ausgabe A (Foerster) . . . . . Heft 3 450

Anwendung des Spülverfahrens bei der Herstellung von Hochwasserschutzdämmen am Miami in Nordamerika. Von Dipl.-Ing. Knauff 417*

Apparat zum Messen von Stößen. Von Prof. a. d. Techn. Hochschule in Stockholm H. Kreüger 103*

Apulien, Der Bau einer großen Wasserfernleitung in —. (Nach Génie Civil v. 31. VII. u. v. 7. VIII. 1920). Von Dr.-Ing. W. Kunze 188*

Ausbildung, Die maschinentechnische — der Bauingenieure an unseren Techn. Hochschulen. Von Privatdozent Dr. Georg Garbotz, Frankfurt a. M. 641
Berichtigung. 684

Ausführungen, Neuere — trägerloser Pilzdecken. (Nach dem Vortrag, gehalten auf der 24. Hauptversammlung des Deutschen Beton-Vereins 1921 in Berlin.) Von Dr.-Ing. H. Marcus 373*

Ausnutzung der Windkraft durch Wasserkraftanlagen. Von Reg.-Baumstr. Seboldt 273

Ausnutzung, Wettbewerb um Entwürfe für die — der Wasserkräfte im Schluchseegebiet (Baden) 704

Bau, Der — der Brücke über die Weichsel bei Wyszogrod durch die Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg A.-G. Werk Gustavsburg 172* 210*

—, Der — der elf östlichen Öffnungen des Geultalviaduktes durch die Gutehoffnungshütte, A.-V. für Bergbau und Hüttenbetrieb, Abteilung Brückenbau. Werk Gustavsburg 294* 324*
Zuschrift 400

—, Der — einer großen Wasserfernleitung in Apulien. (Nach Génie Civil v. 31. VII. u. v. 7. VIII. 1920.) Von Dr.-Ing. W. Kunze 188*

—, Der — des Königstuhltunnels in Heidelberg. Von Prof. Dr.-Ing. E. Gaber, Karlsruhe 657* 691*

Bau-Erfahrungen. Von Prof. Dr.-Ing. Gaber, Karlsruhe 624*

Bauholz, Beobachtungen über den Einfluß der Größe der Belastungsfläche auf die Widerstandsfähigkeit von — gegen Druckbelastung quer zur Faser. Von Otto Graf, Stuttgart 498*

—, Zur Frage der zulässigen Beanspruchung von —. Von Prof. Dr. techn. Schönhöfer, Braunschweig 439

Bauingenieure, Die maschinentechnische Ausbildung der — an unseren Techn. Hochschulen. (Ein Beitrag zur „Hochschulreform im Kleinen".) Von Privatdozent Dr. Georg Garbotz, Frankfurt a. M. 641
Berichtigung. 684

Seite

Baulich-Akustisches. Von Professor Stürzenacker, Karlsruhe 494

Baustoffe, Ersatzbaustoffe und sparsame —. Von Oberbaukommissar Bulnheim, Dresden 445

Bauten zur Besserung der Kohlenwirtschaft im mitteldeutschen Kohlengebiet (In der Nachkriegszeit). Von Dipl.-Ing. Brammer, Leipzig . . . 316* 355*

Bautzen, Gasbehälterbecken in Eisenbeton für das städtische Gaswerk —. Von Dipl.-Ing. O. Skall, Berlin . . . 446*

Beanspruchung, Berechnung der — größerer ebener Behälterböden während der Aufstellungsarbeiten. Von Dipl.-Ing. Ruchholz, Sterkrade . . 700*

Beanspruchung, Zur Frage der zulässigen — von Bauholz. Von Prof. Dr. techn. Schönhöfer, Braunschweig . 439

Behälterböden, Berechnung der Beanspruchung größerer ebener — während der Aufstellungsarbeiten. Von Dipl.-Ing. Ruchholz, Sterkrade 700*

Behälterschiffe aus Eisenbeton. (Nach Eng. News Record 26. VIII. 1920.) Von Dipl.-Ing. F. Maier, Karlsruhe i. B. 124*

Behälterwandung, Die zylindrische — bei nachgiebiger Sohleneinspannung. Von Dr.-Ing. Dr. Lewe, Berlin . . . 177*

Beitrag zur Berechnung der Fachwerke. Von Alexander Fischer, Göding-Mähren 185*

— zur Prüfung der Widerstandsfähigkeit massiver Bodenbelagsstoffe. Von Reg.-Baumstr. Emil Lauser, Ulm a.D. 157

—, Ein — zu der Frage: Achsen- oder Mittelmoment bei der Berechnung von Eisenbetonrahmen. Von Dr.-Ing. Horst Wolf, Dresden 304*

Belastung und Feuerbeanspruchung eines Lagerhauses aus Eisenbeton. Veröffentl. d. D. A. f. E. Heft 46 (Foerster) 122

Belgien, Eiserne Brücken in Nordfrankreich und —. Von Prof. Dr.-Ing. Petermann, Charlottenburg 148*

Bemessung, Die — von auf Biegung beanspruchten Röhrenquerschnitten aus Eisenbeton. Von Dr. Wilhelm Vieser, Wien 385

Beobachtungen über den Einfluß der Größe der Belastungsfläche auf die Widerstandsfähigkeit von Bauholz gegen Druckbelastung quer zur Faser. Von Otto Graf, Stuttgart 498*

Berechnung der Beanspruchung größerer ebener Behälterböden während der Aufstellungsarbeiten. Von Dipl.-Ing. Ruchholz, Sterkrade 700*

Berechnung der Bruchspannungen in kreuzarmierten Eisenbetonplatten. Von Dr. techn. N. J. Nielsen, Kopenhagen 412*

Berechnung, Beitrag zur — des kontinuierlichen Trägers. Von Dr.-Ing. Josef Vinzenz, Prag 695*

— von Fachwerkträgern mit biegungsfestem Obergurt (Kranbahnträger). Von Ing. R. Schick, Sterkrade . . 93* 126*

—, Beitrag zur — der Fachwerke. Von Alexander Fischer, Göding-Mähren . 185*

—, Die — von Viadukten. Von Dr.-Ing. Ernst Pichl, Ingenieur der Wayß & Freytag A.-G., Stuttgart 529 553*

—, Ein Beitrag zu der Frage: Achsen- oder Mittelmoment bei der — von Eisenbetonrahmen. Von Dr.-Ing. Horst Wolf, Dresden 304*

—, Verfahren zur genäherten — einfach bewehrter Plattenbalken. Von Privatdozent Prof. Dr.-Ing. Birkenstock, Berlin 216*

—, Zur — biegungsfester Stabzüge. Von Ing. G. Spiegel, Pilsen 40*

Seite

Bericht über die 24. Hauptversammlung des Deutschen Betonvereins am 9., 10. und 11. März 1921 in Berlin. Von Dr.-Ing. W. Kunze 159

Berliner, Umbau des Wasserturmes der — Maschinenbau-Actiengesellschaft vormals Schwarzkopf in Wildau. Von O. Leitholf, Berlin 234*

Bestimmung der Knicksicherheit nach Euler von Gelenkpfetten, die auf Druck beansprucht werden. Von Dipl.-Ing. Schwarz, Sterkrade 647*

—, Die — und Umgrenzung des Begriffs „Städtebau" als Ingenieurwissenschaft. Von Prof. K. Hoepfner, Karlsruhe i. B. 615

—, Verfahren zur — des Brückenstaues bei rein strömendem Wasserdurchfluß. Von Th. Rehbock 603*

Beton, Der Wert von Laboratoriumsversuchen an — und Eisenbeton für die Anwendung. Von Prof. Dr.-Ing. E. Probst, Karlsruhe i. B. 141

—, Die Gütevorschriften für —. (Nach dem auf der 24. Hauptversammlung des Deutschen Beton-Vereins 1921 zu Berlin gehaltenen Vortrage.) Von Baumeister B. Löser, Dresden 229*

Beton, Die Prüfung der Wasserdichtigkeit von — und Eisenbeton. Von E. Probst, Karlsruhe i. B. 609*

Betonstraßen, Über die Herstellung von langen —. Von Dipl.-Ing. F. Maier, Karlsruhe i. B. 276

Beurteilung der Grundlagen d. Bauens in Holz. Von Dr.-Ing. G. Barkhausen, Hannover 541* 590*
Zuschriften 709

Biegung, Über die — der rechteckigen Platte durch Einzellasten. Von A. Nadai, Göttingen 299*

Biegungsfester, Zur Berechnung — Stabzüge. Von Ing. G. Spiegel, Pilsen 40*

Bindemittel, Eisen und Beton mit schlackenhaltigem — und Versuche über den Gleitwiderstand verzinkten Eisens in Beton. Veröffentl. d. D. A. f. E. Heft 47 (Foerster) 123

Bodenbelagsstoffe, Beitrag zur Prüfung der Widerstandsfähigkeit massiver —. Von Reg.-Baumstr. Emil Lauser, Ulm a. D. 157

Boehmer, Baurat Dr.-Ing. Emil, — Nachruf von Probst 33*

Broistedt, Die neue Erzwäsche in —. Von Geh. Hofrat Prof. Dr.-Ing. e. h. Max Möller, Braunschweig 513

Bruchlast, Zur Ermittlung der — bei exzentrischer Druckbelastung. Von Alexander Fischer, Göding (Mähren) 274*

Bruchspannungen, Berechnung der — in kreuzarmierten Eisenbetonplatten. Von Dr. techn. N. J. Nielsen, Kopenhagen 412*

Brücke, Der Bau der — über die Weichsel bei Wyszogrod durch die Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg A.-G., Werk Gustavsburg 172* 210*

—, Wiederherstellung der — über die Düna bei Riga durch die Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg A.-G., Werk Gustavsburg 1* 34*

Brücken, Eiserne — in Nordfrankreich und Belgien. Von Prof. Dr.-Ing. Petermann, Charlottenburg 148*

Brückenbau, Die Wirtschaftlichkeit der Verwendung von Spezialstahlsorten im —. Von Dipl.-Ing. P. Knauff, Darmstadt 72*

Brückenbauten, Neuere — in Holz. Von Dr.-Ing. Dr. Lewe, Berlin . . . 463*

Seite

Brückenbauten, Bemerkenswerte Stein- — der Franzosen in Marokko. Von Dr.-Ing. W. Kunze, Dresden . . . 676*
Brückenformen, Neuere — an Hand des Schwedenwettbewerbes. Von Reg.-Baumstr. Dr.-Ing. Georg Müller, Berlin-Lankwitz 89*
Brückenstau und Walzenbildung. (Untersuchungen aus dem Flußbau-Laboratorium der Techn. Hochschule zu Karlsruhe.) Von Prof. Dr.-Ing. Th. Rehbock, Karlsruhe i. B. 341*
Brückenstaues, Verfahren zur Bestimmung des — bei rein strömendem Wasserdurchfluß. Von Th. Rehbock 603*
Brückenstaues, Zur Graevellschen Analyse des —. Von Prof. Dr.-Ing. Th. Rehbock, Karlsruhe 98*

Dampfturbinen-Fundamente aus Eisenbeton. Von Dr.-Ing. Paul Müller Dortmund. 436 474*
Berichtigung 560
Danziger, Werft- und Hafenbauten der — Reichswerft auf der Holminsel während des Krieges. Von Oberbaurat Stichling, Danzig-Langfuhr . 142* 182*
Deutschen, Bericht über die 24. Hauptversammlung des — Beton-Vereins am 9., 10. und 11. März 1921 in Berlin. Von Dr.-Ing. W. Kunze 159
—, Neue Veröffentlichungen des — Ausschusses für Eisenbeton. Heft 45—48 (vgl. Verfasserverzeichnis Foerster)
Deutschen, Tagung des — Eisenbauverbandes 587
Diagonalen, Genauigkeit der — in Dreiecksketten. Von Dr. M. Näbauer, Karlsruhe i. B. 618*
Dreiecksketten, Genauigkeit der Diagonalen in —. Von Dr. M. Näbauer, Karlsruhe 618*
Druckbelastung, Beobachtungen über den Einfluß der Größe der Belastungsfläche auf die Widerstandsfähigkeit von Bauholz gegen — quer zur Faser. Von Otto Graf, Stuttgart 498*
—, Zur Ermittlung der Bruchlast bei exzentrischer —. Von Alexander Fischer, Göding (Mähren) 274*
Druckkräfte, Die Gleichwertigkeit von Mauerwerk und Eisenbeton gegen exzentrische —. Von Prof. Dr.-Ing. Kögler, Freiberg 550*
Druckkraft, Untersuchung der Knicksicherheit des beiderseits gelenkig gelagerten Stabes unter Berücksichtigung einer innerhalb der freien Länge angreifenden —. Von Dr.-Ing. Kaufmann, Hannover 361*
Druckstäben, Versuche mit —. Von Prof. Grüning, Hannover 285*
Düna, Die Schiffbarmachung der — und Ausnutzung ihrer Wasserkräfte. (Nach dem Material und dem Entwurf der „Dungarbuhri"). Von Ingenieur Plato, Riga 259* 290*
—, Wiederherstellung der Brücke über die — bei Riga durch die Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg A.-G., Werk Gustavsburg 1* 34*
Durchlaufenden, Momentendeckung (Materialsnachweis) über den Stützen von — Trägern. Von Dipl.-Ing. K. Mayer, Stuttgart 248*

Eigengewichte eiserner Hochbahnbrücken. Von Dr.-Ing. Struve, Hamburg 410*
Einfluß, Der — der Kornzusammensetzung der Zuschlagstoffe von Kiesbetonmischungen auf die Druckfestigkeit und -Elastizität. Von Dr.-Ing. Josef Kortlang 239*
Eingespannten, Versuche mit — Eisenbetonbalken. Veröffentl. d. D. A. f. E. Heft 45 (Foerster) 46*

Seite

Einzelkraft, Über die Spannungsverteilung in einer durch eine — belasteten rechteckigen Platte. Von Dr.-Ing. A. Nadai, Göttingen 11*
Einzellasten, Über die Biegung der rechteckigen Platte durch —. Von A. Nadai, Göttingen 299*
Eisenbahnbrücke, Die neue — über den Oerefluß in Schweden. Von Otto Linton, Prof. a. d. Techn. Hochschule in Stockholm 87*
Eisenbahnkriegsbauten im Westen. Auszug aus dem Vortrag von Regierungsbaumeister Tecklenburg, Gera-Reuß, auf der 23. Hauptversammlung des Deutschen Beton-Vereins zu Berlin 10
Eisenbahnverkehr, Eine Kettenbrücke für —. Von K. A. Müllenhoff, Sterkrade 457*
Eisenbau, Sandstrahlgebläse im —. Von Ingenieur W. Kaempfer, Durlach 131*
Eisenbauverbandes, Tagung des Deutschen —. 587
Eisenbeton, Behälterschiffe aus —. (Nach Eng. News Record 26. VIII. 1920.) Von Dipl.-Ing. F. Maier, Karlsruhe i. B. 124*
—, Dampfturbinen-Fundamente aus —. Von Dr.-Ing. Paul Müller, Dortmund 436 474*
Berichtigung 560
—, Der Wert von Laboratoriumsversuchen an Beton und — für die Anwendung. Von Prof. Dr.-Ing. E. Probst, Karlsruhe i. B. 141
—, Die Bemessung von auf Biegung beanspruchten Röhrenquerschnitten aus —. Von Dr. Wilhelm Vieser, Wien 385
Eisenbeton, Die Prüfung der Wasserdichtigkeit von Beton und —. Von E. Probst, Karlsruhe i. B. 609*
—, Gasbehälterbecken in — für das Städtische Gaswerk in Bautzen. Von O. Skall, Dipl.-Ing. der Niederlassung Berlin der Bauunternehmung Rud. Wolle, Leipzig 446*
—, Neue Veröffentlichungen des Deutschen Ausschusses für —. Heft 45—48 (vgl. Verfasserverzeichnis (Foerster)
—, Neue Veröffentlichungen des Deutschen Ausschusses für —. Heft 46 und 47. Von M. Foerster 122
—, Punktrechenbild für auf Biegung beanspruchte Röhrenquerschnitte aus —. Von Dr. W. Vieser, Wien 390*
—, Zollspeicher aus — in Montevideo. Von Dipl.-Ing. Richard Eisenmenger 644*
Eisenbetonbalken, Versuche mit eingespannten —. Veröffentl. d. D. A. f. E. Heft 45 (Foerster) 46*
—, Versuche mit — zur Ermittelung der Widerstandsfähigkeit verschiedener Bewehrung gegen Schubkräfte. Veröffentl. d. D. A. f. E. Heft 48 (Foerster) 354
Eisenbetonbauten in Mexiko. Von Oberingenieur Dr.-Ing. Deichmann, Münster i. W. 191*
—, Verschiedene hervorragende, während des Krieges ausgeführte —. (Fortsetzung von Seite 645, Heft 22, 1920.) Von Bauinspektor Meisenhelder, in Neustadt a. d. Haardt 68* 160*
Eisenbetonkonstruktionen, Beitrag zum Verhalten von — im Schadenfeuer. Von Dipl.-Ing. Willy Obrist, Budapest 698*
Eisenbetonplatten, Berechnung der Bruchspannungen in kreuzarmierten —. Von Dr. techn. N. J. Nielsen, Kopenhagen 412*
Eisenbeton-, Ermittlung von Höhe und Eiseneinlagen bei exzentrisch beanspruchten —-Querschnitten (zug auftretend). Von Dipl.-Ing. W. Stark . 581
Eisenbetonrahmen, Ein Beitrag zu der Frage: Achsen- oder Mittelmoment bei der Berechnung von —. Von Dr.-Ing. Horst Wolf, Dresden 304*

Seite

Eisenbetons, Zur Entwicklungsgeschichte des —. (Persönliche Erinnerungen.) Von M. Koenen, Generaldirektor Dr.-Ing. e. h., Berlin 347
Eisenbetonschiffbau, Die Gewichtsfrage im —. Von Dr.-Ing. Carl Commentz 630* 672*
Eiseneinlagen, Ermittlung von Höhe und — bei exzentrisch beanspruchten Eisenbetonquerschnitten (Zug auftretend). Von Dipl.-Ing. W. A. Stark . 581
Eisenschutzanstrichen, Anregungen für Kostenvergleiche von — im Hoch- und Brückenbau. Von Ingenieur Leopold Herzka, Wien 117
Eiserne Brücken in Nordfrankreich und Belgien. Von Prof. Dr.-Ing. Petermann, Charlottenburg 148*
Eiserner, Eigengewichte — Hochbahnbrücken. Von Dr.-Ing. Struve, Hamburg 410*
Entwicklungsgeschichte, Zur — des Eisenbetons. (Persönliche Erinnerungen.) Von Generaldirektor Dr.-Ing. e.h. M. Koenen, Berlin 347
Entwurf, Die Leistungsfähigkeit der graphischen Methode für den —. Von Reg.-Baumstr. Dr.-Ing. Dr. rer. pol. Waffenschmidt, Karlsruhe i. B. . 257
Ermittlung von Höhe uud Eiseneinlagen hei exzentrisch beanspruchten Eisenbeton-Querschnitten (Zug auftretend). Von Dipl.-Ing. W. A. Stark 581
—, Graphische — der Formänderung und des Knickwiderstands längs und quer belasteter Stäbe von beliebiger Querschnittsanordnung. Von Fr. Engesser, Karlsruhe 598*
—, Zur — der Bruchlast bei exzentrischer Druckbelastung. Von Alexander Fischer, Göding (Mähren) 274*
Ersatzbaustoffe und sparsame Baustoffe. Von Oberbaukommissar Bulnheim, Dresden 445
Erzwäsche, Die neue — in Broistedt. Von Geh. Hofrat Prof. Dr.-Ing. e. h. Max Möller, Braunschweig 513
Exzentrische, Die Gleichwertigkeit von Mauerwerk und Eisenbeton gegen — Druckkräfte. Von Prof. Dr.-Ing. Kögler, Freiberg 550*
Exzentrischer, Zur Ermittlung der Bruchlast bei — Druckbelastung. Von Alexander Fischer, Göding (Mähren) 274*

Fachwerke, Beitrag zur Berechnung der —. Von Alexander Fischer, Göding-Mähren 185*
Fachwerkträgern, Berechnung von — mit biegungsfestem Obergurt (Kranbahnträger). Von Ing. R. Schick, Sterkrade 93* 126*
Festigkeit, Zusammengesetzte Zug- u. Knick- —. Von J. Schuster, Berlin-Friedenau 555*
Feuer, Beitrag zum Verhalten von Eisenbetonkonstruktionen im Schaden- Von Dipl.-Ing. W. Obrist, Budapest 698*
Feuerbeanspruchung, Belastung und — eines Lagerhauses aus Eisenbeton. Veröffentl. d. D. A. f. E. Heft 46 (Foerster) 122
Flußbaulaboratorium, Zwei Jahrzehnte hydraulischer Forschung im — der Technischen Hochschule zu Karlsruhe. Von Th. Rehbock. 600*
Formänderung eines U-Eisens. Von Wirkl. Geh. Oberbaurat a. D. Dr.-Ing. Dr. Zimmermann 202*
Zuschrift von Dr. Sonntag 503
—, Graphische Ermittlung der — und des Knickwiderstandes längs- und quer belasteter Stäbe von beliebiger Querschnittsanordnung. Von Fr. Engesser, Karlsruhe 598*
Forschung, Zwei Jahrzehnte hydraulischer — im Flußbaulaboratorium der Technischen Hochschule zu Karlsruhe. Von Th. Rehbock 600*

Seite

Frankreich, Eiserne Brücken in Nord- — und Belgien. Von Prof. Dr.-Ing. Petermann, Charlottenburg 148*
Freytag †, Kommerzienrat Dr.-Ing. e. h. Conrad —. Von Reg.-Baumstr. Dr.-Ing. W. Petry, Obercassel 396*
Fundamente, Dampfturbinen- — aus Eisenbeton. Von Dr.-Ing. Paul Müller Dortmund 436* 474*
Berichtigung 560
—, Sicherheit der — gegen zentrisch senkrecht wirkende Zugkräfte. Von B. Pfütze, Leipzig 559

Ganguillet-, Geschwindigkeitsformeln für Wasserläufe und maßgebendes Gefälle; Mängel der — Kutterschen Formel und Darlegung eines geeigneten Ersatzes. Von Reg.- u. Baurat E. Beyerhaus, Charlottenburg 486* 523*
Gasbehälterbecken in Eisenbeton für das Städtische Gaswerk in Bautzen. Von Dipl.-Ing. O. Skall 446*
Gefälle, Geschwindigkeitsformeln für Wasserläufe und maßgebendes —; Mängel der Ganguillet-Kutterschen Formel und Darlegung eines geeigneten Ersatzes. Von Reg.- u. Baurat E. Beyerhaus, Charlottenburg . 486* 523*
Gelenkpfetten, Bestimmung der Knicksicherheit nach Euler von —, die auf Druck beansprucht werden. Von Dipl.-Ing. Schwarz, Sterkrade . . . 647*
Genauigkeit der Diagonalen in Dreieckketten. Von Dr. M. Näbauer, Karlsruhe i. B. 618*
Gerätewert und Selbstkostenberechnung im Bauingenieurwesen. Von Reg.-Baumstr. Steuernagel, Rheinbach (Rbz. Köln) 393*
Gerber-Feier im Werk Gustavsburg der Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg. Von Dr.-Ing. Fischmann, Berlin . 421*
Geschmack, Vom guten —. Von Karl Bernhard, Berlin 391*
Erwiderung von Dr.-Ing. Müller . 703*
Geschwindigkeitsformeln für Wasserläufe und maßgebendes Gefälle; Mängel der Ganguillet-Kutterschen Formel und Darlegung eines geeigneten Ersatzes. Reg.- u. Baurat E. Beyerhaus, Charlottenburg 486* 523*
Geultalviaduktes, Der Bau der elf östlichen Öffnungen des — durch die Gutehoffnungshütte, A.-V. für Bergbau und Hüttenbetrieb, Abteilung Brückenbau, Werk Gustavsburg . . . 294* 324*
Zuschrift 400
Gewichtsfrage, Die — im Eisenbetonschiffbau. Von Dr.-Ing. Carl Commentz 630* 672*
Gilboasperre, Die — und der Shandakentunnel, Anlagen zur Wasserversorgung New Yorks. (Nach The Engineer vom 24. Dez. 1920.) Von Reg.-Baumstr. Dr.-Ing. W. Kunze, Dresden 501*
Gleichwertigkeit, Die — von Mauerwerk und Eisenbeton gegen exzentrische Druckkräfte. Von Prof. Dr.-Ing. Kögler, Freiberg 550*
Gleitwiderstand, Eisen und Beton mit schlackenhaltigem Bindemittel und Versuche über den — verzinkten Eisens in Beton. Veröffentl. d. D. A. f. E. Heft 47 (Foerster) 123
Graevellschen, Zur — Analyse des Brückenstaues. Von Geh. Oberbaurat Prof. Dr.-Ing. Th. Rehbock, Karlsruhe 98*
Graphische Ermittlung der Formänderung und des Knickwiderstands längs und quer belasteter Stäbe von beliebiger Querschnittsanordnung. Von Fr. Engesser, Karlsruhe 598*
— Tafeln. Von Dr. W. Vieser, Wien 569

Seite

Graphischen, Die Leistungsfähigkeit der — Methode für den Entwurf. Von Reg.-Baumstr. Dr.-Ing. Dr. rer. pol. Waffenschmidt, Karlsruhe i. B. . 257
Gründung, Luftdruck- — beim Bau einer Eisenbahnbrücke in Amerika. Von Dipl.-Ing. Knauff, Darmstadt . . . 48
Grundlagen, Beurteilung der — des Bauens in Holz. Von Dr.-Ing. G. Barkhausen, Hannover . . . 541* 590*
Gütevorschriften, Die — für Beton. (Nach dem auf der 24. Hauptversammlung des Deutschen Beton-Vereins 1921 zu Berlin gehaltenen Vortrage.) Von Baumeister B. Löser, Dresden 229*
Gutehoffnungshütte, Der Bau der elf östlichen Öffnungen des Geultalviaduktes durch die — A.-V. für Bergbau und Hüttenbetrieb, Abteilung Brückenbau, Werk Gustavsburg . . . 294* 324*
Zuschrift 400

Hafen-, Werft- und — bauten der Danziger Reichswerft auf der Holminsel während des Krieges. Von Oberbaurat Stichling, Danzig-Langfuhr . 142* 182*
Hamburgische, Die — Walddörferbahn Von Oberbaurat Nils Buer, Hamburg 401*
Hauptversammlung, Bericht über die 24. — des Deutschen Beton-Vereins am 9., 10. u. 11. März 1921 in Berlin. Von Dr.-Ing. W. Kunze 159
Heidelberg, Der Bau des Königstuhltunnels in —. Von Prof. Dr.-Ing. E. Gaber, Karlsruhe 657*
Herstellung, Über die — von langen Betonstraßen. Von Dipl.-Ing. F. Maier, Karlsruhe i. B. 276
Hochbahnbrücken, Eigengewichte eiserner — . Von Dr.-Ing. Struve, Hamburg 410*
Hochwasserschutzdämmen, Anwendung des Spülverfahrens bei der Herstellung von — am Miami in Nordamerika. Von Dipl.-Ing. Knauff . 417*
Holz, Bemerkenswerte Industriebauten in —. Von Dr.-Ing. Th. Gesteschi, Berlin 16*
—, Beurteilung der Grundlagen des Bauens in —. Von Dr.-Ing. G. Barkhausen, Hannover 541* 590*
—, Neuere Brückenbauten in —. Von Dr.-Ing. Dr. Lewe, Berlin 463*
Holzes, Über Schwindmaße des —. Von Prof. H. Kayser, Darmstadt . . . 237*
Hydraulischer, Zwei Jahrzehnte — Forschung im Flußbaulaboratorium der Technischen Hochschule zu Karlsruhe. Von Th. Rehbock 600*

Industriebauten, Bemerkenswerte — in Holz. Von Dr.-Ing. Th. Gesteschi, Berlin 16*

Kanalisation, Der Bau von Stauanlagen und die — des Murray durch die australische Regierung. Von Dr.-Ing. W. Kunze, Dresden 21*
Karlsruhe, Der Neubau der Abteilung für Bauingenieurwesen an der Techn. Hochschule — i. B. Von Prof. W. Sackur 597*
Kettenbrücke, Eine — für Eisenbahnverkehr. Von K. A. Müllenhoff, Sterkrade 457*
Kiesbetonmischungen, Der Einfluß der Kornzusammensetzung der Zuschlagstoffe von — auf die Druckfestigkeit und -Elastizität. Von Dr.-Ing. Josef Kortlang 239*
Knicksicherheit, Bestimmung der — nach Euler von Gelenkpfetten, die auf Druck beansprucht werden. Von Dipl.-Ing. Schwarz, Sterkrade 647*

Seite

Knicksicherheit, Untersuchung der — des beiderseits gelenkig gelagerten Stabes unter Berücksichtigung einer innerhalb der freien Länge angreifenden Druckkraft. Von Dr.-Ing. Kaufmann, Hannover 361*
Knickwiderstands, Graphische Ermittlung der Formänderung und des — längs und quer belasteter Stäbe von beliebiger Querschnittsanordnung. Von Fr. Engesser, Karlsruhe 598*
Königstuhltunnels, Der Bau des — in Heidelberg. Von Prof. Dr.-Ing. E. Gaber, Karlsruhe 657*
Kohlenwirtschaft, Bauten zur Besserung der — im mitteldeutschen Kohlengebiet (in der Nachkriegszeit). Von Dipl.-Ing. Brammer 316* 355*
Konstruktionen, Beitrag zum Verhalten von Eisenbeton- — im Schadenfeuer. Von Dipl.-Ing. Willy Obrist, Budapest 698*
Kontinuierlichen, Beitrag zur Berechnung des — Trägers. Von Dr.-Ing. Josef Vinzenz, Prag 695*
Kornzusammensetzung, Der Einfluß der — der Zuschlagstoffe von Kiesbetonmischungen auf die Druckfestigkeit und -Elastizität. Von Dr.-Ing. Josef Kortlang 239*
Kostenvergleiche, Anregungen für — von Eisenschutzanstrichen im Hoch- und Brückenbau. Von Ingenieur Leopold Herzka, Wien 117
(Kranbahnträger), Berechnung von Fachwerkträgern mit biegungsfestem Obergurt —. Von Ing. R. Schick, Sterkrade 93* 126*
Krieges, Verschiedene hervorragende, während des — ausgeführte Eisenbetonbauten. (Fortsetzung von Seite 645, Heft 22, 1920.) Von Bauinspektor Meisenhelder 68* 100*
Kriegsbauten, Eisenbahn- — im Westen. Auszug aus dem Vortrag von Rgbmstr. Tecklenburg, Gera-Reuß 10

Laboratoriumsversuchen, Der Wert von — an Beton und Eisenbeton für die Anwendung. Von Prof. Dr.-Ing. E. Probst, Karlsruhe i. B. 141
Leerlauf, Rohre als — bei Wasserkraftanlagen. Von Dipl.-Ing. Dantscher, München 332*
Leistungsfähigkeit, Die — der graphischen Methode für den Entwurf. Von Reg.-Baumstr. Dr.-Ing. Dr. rer. pol. Waffenschmidt, Karlsruhe i. B. . 257
Limfjord, Der Wettbewerb für Entwürfe zu einer Verbindung über dem — zwischen Aalborg und Nörresundby in Dänemark. Von Geh. Baurat Schaper Berlin.
80 314* 350* 380* 407* 428 433* 458* 491* 518* 545* 575* 637* 668* 685*
Libau, Der Bau eines Schwimmtores für ein Trockendock in — durch die Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg A.-G Werk Gustavsburg 57*
Literaturschau. Von Dr. W. Kunze.
23 48 73 106 135 161 194 219 250 277 307 368 397
— Von Dipl.-Ing. C. Lehmann. 422 451 478 503 533 561 592 652 678 704
Lohnformen und ihre Wirkungen. Von Dr.-Ing. Bloß, Regierungs- u. Baurat 634*
Luftdruckgründung beim Bau einer Eisenbahnbrücke in Amerika. Von Dipl.-Ing. Knauff, Darmstadt . . . 48

Marokko, Bemerkenswerte Steinbrükkenbauten der Franzosen in —. Von Dr.-Ing. W. Kunze, Dresden . . . 676*
Maschinenfabrik, Der Bau der Brücke über die Weichsel bei Wyszogrod durch die — Augsburg-Nürnberg A.-G., Werk Gustavsburg 172* 210*

Seite

Maschinenfabrik, Der Bau eines Schwimmtores für ein Trockendock in Libau durch die — Augsburg-Nürnberg A.-G., Werk Gustavsburg . . . 57*
—, Gerber-Feier im Werk Gustavsburg der — Augsburg-Nürnberg. Von Dr.-Ing. Fischmann, Berlin 421*
—, Wiederherstellung der Brücke über die Düna bei Riga durch die — Augsburg-Nürnberg A.-G., Werk Gustavsburg 1* 34*
Maschinentechnische, Die — Ausbildung der Bauingenieure an unseren Techn. Hochschulen. Von Privatdozent Dr. Georg Garbotz, Frankfurt a.M. 641
Berichtigung. 684
Materialersparnis beim Talsperrenbau. Von Oberbaurat Dr.-Ing. Emperger, Wien 336*
Messen, Apparat zum — von Stößen. Von H. Kreüger, Prof. a. d. Techn. Hochschule in Stockholm 103*
Mexiko, Eisenbetonbauten in —. Von Oberingenieur Dr.-Ing. Deichmann, Münster i. W. 191*
Mittelkraftlinie, Der Zusammenhang zwischen Momentenlinie und —. Von Dr.-Ing. W. Kunze, Dresden . . . 65*
Momentendeckung (Materialnachweis) über den Stützen von durchlaufenden Trägern. Von Dipl.-Ing. K. Mayer, Stuttgart 248*
Momentenlinie, Der Zusammenhang zwischen — und Mittelkraftlinie. Von Dr.-Ing. W. Kunze, Dresden . . . 65*
Montevideo, Zollspeicher aus Eisenbeton in —. Von Dipl.-Ing. Richard Eisenmenger 644*
Murray, Der Bau von Stauanlagen und die Kanalisation des — durch die australische Regierung. Von Dr.-Ing. W. Kunze, Dresden 21*
Müller, Heinrich — zum 70. Geburtstag. Von A. Hertwig, Aachen 201*
—-Breslau, Geh. Regierungsrat Prof. Dr.-Ing. Widmung zum 70. Geburtstag 349

Neubau, Der — der Abteilung für Bauingenieurwesen an der Techn. Hochschule Karlsruhe i. B. Von Prof. W. Sackur 597*
Neuere Brückenbauten in Holz. Von Dr.-Ing. Dr. Lewe, Privatdozent der Techn. Hochschule Berlin 463*
New Yorks, Die Gilboasperre und der Shandakentunnel, Anlagen zur Wasserversorgung —. Von Reg.-Baumstr. Dr.-Ing. W. Kunze, Dresden 501*

Oberrheins, Der Wettbewerb zur Schiffbarmachung des — von Basel bis Konstanz. Von Geh. Baurat Prof. Dr.-Ing. G. de Thierry, Charlottenburg 169* 204* 243*
Zuschrift 371
Oerefluß, Die neue Eisenbahnbrücke über den — in Schweden. Von Prof. Otto Linten, Stockholm 87*

Patentbericht. Von Herrn Geh. Regierungsrat Wernecke, Berlin-Zehlendorf.
30 53 78 119 138 167 199 226 254 281 310 339 371 400 426 454 482 510 538 566 594 682 711
Pilzdecken, Neuere Ausführungen trägerloser —. (Nach dem Vortrag, gehalten auf der 24. Hauptversammlung des Deutschen Beton-Vereins 1921 in Berlin.) Von Dr.-Ing. H. Marcus, 373*
Platte, Über die Biegung der rechteckigen — durch Einzellasten. Von A. Nadai, Göttingen 299*
—, Über die Spannungsverteilung in einer durch eine Einzelkraft belasteten rechteckigen —. Von Dr.-Ing. A. Nadai, Göttingen 11*

Seite

Plattenbalken, Verfahren zur genäherten Berechnung einfach bewehrter —. Von Privatdozent Prof. Dr.-Ing. Birkenstock, Berlin 216*
Plattenbreite, Die mitwirkende —. Von Dr. techn. R. Bortsch, Brünn . 662*
Prüfung, Beitrag zur — der Widerstandsfähigkeit massiver Bodenbelagsstoffe. Von Reg.-Baumstr. Emil Lauser, Ulm a. D. 157
Prüfung, Die — der Wasserdichtigkeit von Beton und Eisenbeton. Von E. Probst, Karlsruhe i. B. 609*
Punktrechenbild für auf Biegung beanspruchte Röhrenquerschnitte aus Eisenbeton. Von Reg.-Bmstr. Emil Lauser, Ulm a. D. 390*

Quadratischer, Überdeckung — und rechteckiger Räume. Von Dr.-Ing. Ernst Wiesner, Breslau . . . 118* 152*

Rechteckiger, Überdeckung quadratischer und — Räume. Von Dr.-Ing. Ernst Wiesner, Breslau . . 118* 152*
Rippenkuppeln, Zur Theorie unversteifter —. Von Dr.-Ing. Rudolf Gärtner, Bremen 264*
Rissebildungen infolge Rost und Temperatur. Von Stadt-Ingenieur Alfons Schroeter, Berlin 134*
Röhren, Das stetige Strömen in — an einem kritischen Beispiel. Von Geh. Baurat Graevell, Berlin-Karlshorst 269*
Röhrenquerschnitten, Die Bemessung von auf Biegung beanspruchten — aus Eisenbeton. Von Dr. Wilhelm Vieser, Wien 385
—, Punktrechenbild für auf Biegung beanspruchte — aus Eisenbeton. Von Dr. W. Vieser, Wien 390*
Rohre als Leerlauf bei Wasserkraftanlagen. Von Prof. Dipl.-Ing. Dantscher, München 332*
Rost, Rissebildungen infolge — und Temperatur. Von Stadt-Ingenieur Alfons Schroeter, Berlin 134*

Sandstrahlgebläse im Eisenbau. Von Ingenieur W. Kaempfer, Durlach . 131*
Schiffbarmachung, Der Wettbewerb zur — des Oberrheins von Basel bis Konstanz. Von Geh. Baurat Dr.-Ing. G. de Thierry, Charlottenburg. 169* 204* 243*
Zuschrift 371
—, Die — der Düna und Ausnutzung ihrer Wasserkräfte. (Nach dem Material und dem Entwurf der „Dungarbuhri".) Von Ingenieur Plato, Riga . 259* 290*
Schiffbau, Die Gewichtsfrage im Eisenbeton- —. Von Dr.-Ing. Carl Commentz 630* 672*
Schluchseegebiet, Wettbewerb um Entwürfe für die Ausnutzung der Wasserkräfte im — (Baden) 704
Schubkräfte, Versuche mit Eisenbetonbalken zur Ermittelung der Widerstandsfähigkeit verschiedener Bewehrung gegen —. Veröffentl. d. D. A. f. E. Heft 48 (Foerster) 354
Schweden, Die neue Eisenbahnbrücke über den Oerefluß in —. Von Prof. Otto Linton, Stockholm. 87*
Schwedenwettbewerbes, Neuere Brückenformen an Hand des —. Von Dr.-Ing. Reg.-Baumstr. Georg Müller, Berlin-Lankwitz 89*
Schwimmtores, Der Bau eines — für ein Trockendock in Libau durch die Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg A.-G., Werk Gustavsburg 57*
Schwindmaße, Über — des Holzes. Von Prof. H. Kayser, Darmstadt . 237*

Seite

Selbstkostenberechnung, Gerätewert und — im Bauingenieurwesen. Von Reg.-Baumstr. Steuernagel, Rheinbach (Rbz. Köln) 393*
Shandakentunnel, Die Gilboasperre und der —, Anlagen zur Wasserversorgung New Yorks. (Nach The Engineer vom 24. Dez. 1920.) Von Reg.-Baumstr. Dr.-Ing. W. Kunze, Dresden . . . 501*
Sicherheit der Fundamente gegen zentrisch senkrecht wirkende Zugkräfte. Von B. Pfütze, Leipzig 559
Spannungsverteilung, Über die — in einer durch eine Einzelkraft belasteten rechteckigen Platte. Von Dr.-Ing. A. Nadai, Göttingen 11*
Spezialstahlsorten, Die Wirtschaftlichkeit der Verwendung von — im Brückenbau. Von Dipl.-Ing. P. Knauff, Darmstadt 72*
Spülverfahrens, Anwendung des — bei der Herstellung von Hochwasserschutzdämmen am Niami in Nordamerika. Von Dipl.-Ing. Knauff, Darmstadt 417*
Stabzüge, Zur Berechnung biegungsfester —. Von Ing. G. Spiegel, Pilsen 40*
Stäbe, Graphische Ermittlung der Formänderung und des Knickwiderstands längs und quer belasteter — von beliebiger Querschnittsanordnung. Von Fr. Engesser, Karlsruhe 598*
Stäbe, Versuche mit Anschlüssen steifer —. Bericht des Ausschusses für Versuche im Eisenbeton. Ausgabe A, Heft 3 (Foerster) 450
„Städtebau", Die Bestimmung und Umgrenzung des Begriffs — als Ingenieurwissenschaft. Von Prof. K. Hoepfner, Karlsruhe i. B. 615
Stauanlagen, Der Bau von — und die Kanalisation des Murray durch die australische Regierung. Von Dr.-Ing. W. Kunze, Dresden 21*
Steinbrückenbauten, Bemerkenswerte — der Franzosen in Marokko . . . 676*
Stößen, Apparat zum Messen von —. Von Prof. H. Kreüger, Stockholm . 103*
Straßen, Über die Herstellung von langen Beton-—. Von Dipl.-Ing. F. Maier, Karlsruhe i. B. 276
Strömen, Das stetige — in Röhren an einem kritischen Beispiel. Von Geh. Baurat Graevell, Berlin-Karlshorst. 269*

Tagung des Deutschen Eisenbauverbandes 587
Talsperrenbau, Materialersparnis beim —. Von Oberbaurat Dr.-Ing. Emperger, Wien 336*
Temperatur, Rissebildungen infolge Rost und —. Von Stadt-Ingenieur Alfons Schroeter, Berlin 134*
Theorie, Zur — unversteifter Rippenkuppeln. Von Dr.-Ing. Rudolf Gärtner, Bremen 264*
Trägers, Beitrag zur Berechnung des kontinuierlichen —. Von Dr.-Ing. Josef Vinzenz, Prag 695*
Trockendock, Der Bau eines Schwimmtores für ein — in Libau durch die Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg A.-G. Werk Gustavsburg 57*
Tunnels, Der Bau des Königstuhl- — in Heidelberg 657* 691*

Überdeckung quadratischer und rechteckiger Räume. Von Dr.-Ing. Ernst Wiesner, Breslau 118* 152*
U-Eisens, Formänderung eines —. Von Wirkl. Geh. Oberbaurat a. D. Dr.-Ing. Dr. Zimmermann 202*
Zuschrift von Dr. Sonntag 503
Umbau des Wasserturmes der Berliner Maschinenbau-Actiengesellschaft vormals Schwartzkopff in Wildau. Von O. Leitholf, Berlin 234*

Seite

Unterricht, Der — auf dem Gebiet des Verkehrswesens in den Bauingenieurabteilungen der Techn. Hochschulen. Von Prof. Dr.-Ing. Otto Ammann, Karlsruhe i. B. 612
Unterricht, Über akademischen —. Von Prof. Dr. R. Weyrauch, Stuttgart 249
Untersuchung der Knicksicherheit des beiderseits gelenkig gelagerten Stabes unter Berücksichtigung einer innerhalb der freien Länge angreifenden Druckkraft. Von Dr.-Ing. Kaufmann, Hannover 361*
Untersuchungen, Brückenstau und Walzenbildung. — aus dem Flußbau-Laboratorium der Techn. Hochschule zu Karlsruhe. Von Th. Rehbock, Karlsruhe i. B. 341*

Verfahren zur Bestimmung des Brükkenstaues bei rein strömendem Wasserdurchfluß. Von Th. Rehbock. . . 603*
Verfahren zur genäherten Berechnung einfach bewehrter Plattenbalken. Von Privatdozent Prof. Dr.-Ing. Birkenstock, Berlin 216*
Verkehrswesens, Der Unterricht auf dem Gebiet des — in den Bauingenieurabteilungen der Techn. Hochschulen. Von Prof. Dr.-Ing. Otto Ammann, Karlsruhe i. B. 612
Veröffentlichungen, Neue — des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton. Heft 45—48 (vergl. Verfasserverzeichnis). Von M. Foerster.
Versuche mit Anschlüssen steifer Stäbe. Bericht des Ausschusses für Versuche im Eisenbeton. Ausgabe A, Heft 3 (Foerster) 450
— mit Druckstäben. Von Prof. Grüning, Hannover 285*
— mit eingespannten Eisenbetonbalken. Veröffentl. d. D. A. f. E. Heft 45 (Foerster) 46*
— mit Eisenbetonbalken zur Ermittelung der Widerstandsfähigkeit verschiedener Bewehrung gegen Schubkräfte. Veröffentl. d. D. A. f. E. Heft 48 (Foerster) 354
Verzinkten, Eisen und Beton mit schlackenhaltigem Bindemittel und Versuche über den Gleitwiderstand — Eisens in Beton. Veröffentl. d. D. A. f. E. Heft 47 (Foerster) 123

Seite

Viadukten, Die Berechnung von —. Von Dr.-Ing. Ernst Pichl, Stuttgart. 529* 553*

Walddörferbahn, Die hamburgische —. Von Oberbaurat Nils Buer, Hamburg 401*
Walzenbildung, Brückenstau und —. Untersuchungen aus dem Flußbau-Laboratorium der Techn. Hochschule zu Karlsruhe. Von Prof. Dr.-Ing. Th. Rehbock, Karlsruhe i. B. 341*
Wasserdichtigkeit, Die Prüfung der — von Beton und Eisenbeton. Von E. Probst, Karlsruhe i. B. 609*
Wasserfernleitung, Der Bau einer großen — in Apulien. (Nach Génie Civil v. 31. VII. u. v. 7. VIII. 1920.) Von Dr.-Ing. W. Kunze 188*
Wasserkräfte, Die Schiffbarmachung der Düna und Ausnutzung ihrer —. (Nach dem Material und dem Entwurf der „Dungarbuhri".) Von Ingenieur Plato, Riga 259* 290*
Wasserkräfte, Wettbewerb um Entwürfe für die Ausnutzung der — im Schluchseegebiet (Baden) 704
Wasserkräften, Über Wertberechnung von —. Von Dr.-Ing. Adolf Ludin und Dr. rer. pol. G. Waffenschmidt, Karlsruhe 81*
Wasserkraftanlagen, Ausnutzung der Windkraft durch —. Von Reg.-Bmstr. Seboldt 273
—, Rohre als Leerlauf bei —. Von Prof. Dipl.-Ing. Dantscher, München . . 332
Wasserstraßenverbindungen, Die — zwischen Nord- und Süddeutschland. Von Oberbaurat O. Höch, Hamburg. 429* 469
Wasserturmes, Umbau des — der Berliner Maschinenbau-Actiengesellschaft vormals Schwartzkopff in Wildau. Von O. Leitholf, Berlin 234*
Wasserversorgung, Die Gilboasperre und der Shandakentunnel, Anlagen zur — NewYorks. (Nach „The Engineer" vom 24. Dez. 1920.) Von Reg.-Bmstr. Dr.-Ing. W. Kunze, Dresden . . . 501*
Weichsel, Der Bau der Brücke über die — bei Wyszogrod durch die Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg A.-G., Werk Gustavsburg 172* 210*
Werft- und Hafenbauten der Danziger Reichswerft auf der Holminsel während

Seite

des Krieges. Von Oberbaurat Stichling, Danzig-Langfuhr 142* 182*
Wert, Der — von Laboratoriumsversuchen an Beton und Eisenbeton für die Anwendung. Von Prof. Dr.-Ing. E. Probst, Karlsruhe i. B. 141
Wertberechnung, Über — von Wasserkräften. Von Dr.-Ing. Adolf Ludin und Dr. rer. pol. G. Waffenschmidt, Karlsruhe 81*
Wettbewerb um Entwürfe für die Ausnutzung der Wasserkräfte im Schluchseegebiet (Baden) 704
Wettbewerb, Der — für Entwürfe zu einer Verbindung über dem Limfjord zwischen Aalborg und Nörresundby in Dänemark. Von Geh. Baurat Schaper, Berlin
80 314* 350* 380* 407* 428 433* 458* 491* 455* 518* 575* 637* 668* 685*
—, Der — zur Schiffbarmachung des Oberrheins von Basel bis Konstanz. Von Geh. Baurat Prof. Dr.-Ing. G. de Thierry, Charlottenburg 169* 204* 243*
Zuschrift 371
Wiederherstellung der Brücke über die Düna bei Riga durch die Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg A.-G., Werk Gustavsburg 1* 34*
Windkraft, Ausnutzung der — durch Wasserkraftanlagen. Von Reg.-Bmstr. Seboldt 273
Wirtschaftlichkeit, Die — der Verwendung von Spezialstahlsorten im Brückenbau. Von Dipl.-Ing. P. Knauff, Darmstadt 72*

Zollspeicher aus Eisenbeton in Montevideo. Von Dipl.-Ing. Richard Eisenmenger 644*
Zulässigen, Zur Frage der — Beanspruchung von Bauholz. Von Prof. Dr. techn. Schönhöfer, Braunschweig 439
Zuschlagsstoffe, Der Einfluß der Kornzusammensetzung der — von Kiesbetonmischungen auf die Druckfestigkeit und -Elastizität. Von Dr.-Ing. Josef Kortlang 239*
Zusammengesetzte Zug- und Knickfestigkeit. Von J. Schuster, Berlin-Friedenau 555
Zylindrische, Die — Behälterwandung bei nachgiebiger Sohleneinspannung. Von Dr. Dr.-Ing. Lewe, Berlin . . 177*

VERZEICHNIS DER KURZEN MITTEILUNGEN USW.

Kurze technische Berichte usw.

Abflußmenge, Messung der — des Nils. (Gl.) 536
Abgekürztes zeichnerisches Verfahren zur Darstellung von Parabeln. (Roll) 308*
Amerikanische, Neue — Stoßdeckung. (Gl.) 536*
Auftriebs, Messung des — unter einem Staudamm aus Betonmauerwerk . . 76
Ausbesserung eines Eisenbetonschiffes in Dänemark (Kze.) 398*
Aussparungen, Decken mit — 681
Außenringlinie für London. (Gl.) . 138
Australien, 1435 mm künftige Regelspur in —. (Gl.) 165

Bagger, Unterwassertunnel- — mit Erdförderschleuse. (Haag) 221*
Bau von Eisenbetonbehältern mittels beweglicher Schalungen und Rüstungen. (R. Fischer) 536*
Baugewerbe, Bestrebungen zur Vereinheitlichung im amerikanischen —. (Wernekke) 110
Bestrebungen zur Vereinheitlichung im amerikanischen Baugewerbe. (Wernekke) 110
Bericht über die Tagung der Hafenbautechnischen Gesellschaft in Mannheim. (E. Probst) 563
Beton, Über Sprengungen von —. (Kze.) 138
Betonmauerwerk, Messung des Auftriebs unter einem Staudamm aus —. 76
Beton-Pfeilergründung mit fertiger, abgesenkter Unterwasserschalung. (Gl.) 75
Betons, Über den Druck des — auf die Schalungen. (Dr. Kunze) 26
Biegungsmomente, Zweigelenkrahmen ohne —. (Dr. Gärtner). 27
Erwiderung hierzu von Dipl.-Ing. Fechner 27
Breitfußschienen, Normung der — für die französischen Eisenbahnen. (Dr. Gläsel) 252*
Buenos Ayres, Neue Hauptschleuse von —. (Gläsel) 656

Chile, Pläne für neue Transandino-Eisenbahnen, im besonderen die Linie von Salta über Huaitquina nach Antofagasta-Mejillones in —. (Offermann) 480

Decken mit Aussparungen 681
Dockschleuse, Die Tauch- —. (Schwarz) 136*
Drahtlose Auslösung von Führerstandsignalen beim Überfahren von Vorsignalen in Warnstellung. (Gl.) . . . 50
Druck, Über den — des Betons auf die Schalungen. (Dr. Kunze) 26
Dynamische Angriffe der Räder auf Straßendecken. (Gl.) 308*

Eifelturmes, Die Schwankungen der Höhe des — unter dem Einfluß der Lufttemperatur. (V. Littrow) . . . 655
Eigenschaften, Die — des Lehms. (Gl.) 35
Eisenbahndämmen, Bleibende Quellung in —. (Dr. Gläsel) 26*
Eisenbahnen, Löschgruben auf amerikanischen —. (Gl.) 50

Seite

Eisenbetonbau ohne Schalung. (Dr. Kunze) 222*
Eisenbetonbehältern, Bau von — mittels beweglicher Schalungen und Rüstungen. (R. Fischer) 536*
Eisenbetonschiff von 823 t Tragfähigkeit 537*
Eisenbetonschiffbaues, Technik und Wirtschaftlichkeit des — (Kilgus) . . 680*
Eisenbetonschiffen, Erfahrungen mit —. (Commentz) 111
Eisenbetonschiffes, Ausbesserung eines — in Dänemark. (Kze.) 398*
Eisenbetonturm, Ein — von 201 m Höhe für eine drahtlose Station in Japan. (Schurgast) 507*
Eisenblechen, Rostversuche mit kupferhaltigen —. (Kze.) 163
Eisen, Verhalten von Schweiß- — und Flußeisen in der Kälte bei plötzlicher Beanspruchung. (Kze.) 253
Elektrische Nietwärmer 76*
Entwicklung, Die neuere — der Wasserturbinen. (Thoma) 508
Erfahrungen mit Eisenbetonschiffen. (Commentz) 111
Erhöhung, Die — der Spauldingtalsperre. (Maier) 222*
Ermittlung, Einfache — des Trapezschwerpunktes. (Crämer) 481*

Führerstandsignalen, Drahtlose Auslösung von — beim Überfahren von Vorsignalen in Warnstellung. (Gl.) . 50

Geraderichten eines Silos 50
Gründung, Beton-Pfeiler- — mit fertiger, abgesenkter Unterwasserschalung. (Gl.) 75
Gründung, Die Schwimm- (Kisse) . . 707
Gründungsart, Die „Schwimmgründung", eine neue — zur Errichtung von Bauwerken über tiefe Gewässer. (Schwarz) 196*
Gußzement. (R. Fischer) 481

Hafenbautechnischen, Bericht über die Tagung der — Gesellschaft in Mannheim. (E. Probst) 563
Hafenbrücke in Sidney 681
Hillischersche, Das — Hohlmauerwerk. (Böhm) 252*
Hochgebirge, Talsperren im —. (Dr. Gläsel) 423*
Zuschrift 537
Hohlmauerwerk, Das Hillischersche —. (Böhm) 252*
Hohlsteineinsätze. (Herzka) . . . 75
Holzröhren, Die neuzeitliche Herstellung und Verwendung von —. (Wiig) 108*

Isolierstoß, Neuer — der Orleansbahn. (Gl.) 111*
Italien, Wasserkraftanlage in — (Gläsel) 681

Japan, Ein Eisenbetonturm von 201 m Höhe für eine drahtlose Station in —. (Schurgast) 507*

Kälte, Verhalten von Schweißeisen und Flußeisen in der — bei plötzlicher Beanspruchung. (Kze.) 253
Kanaltunnel. (Gl.) 111
Kraftwasserkanal an den Niagarafällen. (Gl.) 309*
Kupferhaltigen, Rostversuche mit — Eisenblechen. (Kze.) 163

Lehms, Die Eigenschaften des — (Gl.) 535
Löschgruben auf amerikanischen Eisenbahnen. (Gl.) 508
London, Außenringlinie für —. (Gl.) 138
—, Eine Postuntergrundbahn in —. (Kze.) 76
—, Themsebrücke in —. (Gläsel) . . 655

Seite

Maßsystem, Vom metrischen —. (Gläsel) 656
—, Metrisches — in Amerika. (Gl.) . . 197
Mauersteinen, Die Herstellung von Schlacken- —. (B.) 76
Mehrteilige Rahmen. Berichtigung zu dem Buche von Spiegel 197*
Messung der Abflußmenge des Nils. (Gl.) 536
Metrischen, Vom — Maßsystem. (Gläsel) 656
Metrisches Maßsystem in Amerika. (Gl.) 197

Natursteinbauten, Die Verhäßlichung unserer — durch Rauchgasstoffe, Staub und Wetterwirkung. (Seipp) . . . 423
Neuzeitliche, Die — Herstellung und Verwendung von Holzröhren. (Wiig.) 108*
Niagarafällen, Kraftwasserkanal an den —. (Gl.) 309*
Nietwärmer, Elektrische — 76*
Nils, Messung der Abflußmenge des —. (Gl.) 536
Normung der Breitfußschienen für die französischen Eisenbahnen. (Dr. Gläsel) 252*

Orleansbahn, Neuer Isolierstoß der —. (Gl.) 111*

Parabeln, Abgekürztes zeichnerisches Verfahren zur Darstellung von —. (Roll) 308*
Pfahlbewegung beim Rammen . . . 656*
Pläne für neue Transandino-Eisenbahnen, im besonderen die Linie von Salta über Huaitquina nach Antofagasta-Mejillones in Chile. (Offermann) . 480
Postuntergrundbahn, Eine — in London. (Kze.) 76
Preßluftarbeiter, Die Verordnung des Reichsarbeitsministeriums zum Schutze der — vom 28. Juni 1920. (Haag) . 25

Quellung, Bleibende — in Eisenbahndämmen. (Dr. Gläsel) 26*

Räder, Dynamische Angriffe der — auf Straßendecken. (Gl.) 308*
Rahmen, Mehrteilige —. Berichtigung zu dem Buche von Spiegel 197*
Rammen, Pfahlbewegung beim — . . 656*
Regelspur, 1435 mm künftige — in Australien. (Gl.) 165
Reichsarbeitsministeriums, Die Verordnung des — zum Schutze der Preßluftarbeiter vom 28. Juni 1920. (Haag) 25
Rostversuche mit kupferhaltigen Eisenblechen. (Kze.) 163

Schalung, Eisenbetonbau ohne —. (Dr. Kunze) 222*
Schalungen, Über den Druck des Betons auf die —. (Dr. Kunze) . . . 26
Schiffbaues, Technik und Wirtschaftlichkeit des Eisenbeton- (Kilgus) . . 680*
Schlacken-, Die Herstellung von — Mauersteinen. (B.) 76
Schleuse, Neue Haupt- — von Buenos Ayres. (Gläsel) 656
—, Die Tauchdock- —. (Schwarz) . 136*
Schleusen, Die — zum Abschluß der Zuidersee. (Kummer) 75
Schwankungen, Die — der Höhe des Eifelturmes unter dem Einfluß der Lufttemperatur. (V. Littrow) . . . 655
„Schwimmgründung", Die —, eine neue Gründungsart zur Errichtung von Bauwerken über tiefe Gewässer. (Schwarz) 196*
Schwimmgründung, Die — (Kisse) 707
Selbsttätiges Stauwehr mit Lauf- oder Hebegewichtsausgleich. (D.R.P. Ing. Albl) 655*

Seite

Sidney, Hafenbrücke in — 681
Silos, Geradrichten eines — 50
Spauldingtalsperre, Die Erhöhung der —. (Maier) 222*
Spitzkehren beim Verschieben von Wagen mittels Schwerkraft. (Gl.) . 164*
Sprengungen, Über — von Beton. (Kze.) 138
Spülpfähle, Lange — mit Fußversteinerung. (Dr. Müller) 278*
Staudämme aus Erde 165*
Staudamm, Messung des Auftriebs unter einem — aus Betonmauerwerk . 76
Stauwehr, Selbsttätiges — mit Lauf- oder Hebegewichtsausgleich. (D.R.P. Ing. Albl) 655*
Stauwerke im Flutbereich von Flüssen (Gl.) 507
Stoßdeckung, Neue amerikanische —. (Gl.) 536*
Straßendecken, Dynamische Angriffe der Räder auf —. (Gl.) 308*

Tagung, Bericht über die — der Hafenbautechnischen Gesellschaft in Mannheim. (E. Probst) 563
Talsperre, Die Erhöhung der Spaulding- —. (Maier) 222*
Talsperren im Hochgebirge. (Dr. Gläsel) 423*
Zuschrift 537
Tauchdockschleuse, Die —. (Schwarz) 136*
Temperatur, Die Schwankungen der Höhe des Eifelturmes unter dem Einfluß der Luft- —. (V. Littrow) . . 655
Themsebrücke in London. (Gläsel) 655
Transandino-, Pläne für neue — Eisenbahnen, im besonderen die Linie von Salta über Huaitquina nach Antofagasta-Mejillones in Chile. (Offermann) 480
Trapezschwerpunktes, Einfache Ermittlung des —. (Crämer) 481*
Tunnel-, Unterwasser — bagger mit Erdförderschleuse. (Haag) 221*

Unterwasserschalung, Beton-Pfeilergründung mit fertiger, abgesenkter —. (Gl.) 75
Unterwassertunnelbagger mit Erdförderschleuse. (Haag) 221*

Vereinheitlichung, Bestrebungen zur — im amerikanischen Baugewerbe. (Wernekke) 110
Verhäßlichung, Die — unserer Natursteinbauten durch Rauchgasstoffe, Staub und Wetterwirkung. (Seipp) 423
Verhalten von Schweißeisen und Flußeisen in der Kälte bei plötzlicher Beanspruchung. (Kze.) 253
Verordnung, Die — des Reichsarbeitsministeriums zum Schutze der Preßluftarbeiter vom 28. Juni 1920. (Haag) 25
Verschieben, Spitzkehren beim — von Wagen mittels Schwerkraft. (Gl.) . 164*

Wasserkraftanlage in Italien (Gläsel) 681
Wasserturbinen, Die neuere Entwicklung der —. (Thoma) 508
Wehr, Selbsttätiges Stau- — mit Lauf- oder Hebegewichtsausgleich. (D.R.P. Ing. Albl) 655*

Zeichnerisches, Abgekürztes — Verfahren zur Darstellung von Parabeln. (Roll) 308*
Zuidersee, Die Schleusen zum Abschluß der —. (Kummer) 75
Zweigelenkrahmen ohne Biegungsmomente. (Dr. Gärtner). 27
Erwiderung hierzu von Dipl.-Ing. Fechner 27
Zylinderschützen, Neue Arten von —. (Kummer) 50*

Wirtschaftliche Mitteilungen,

Standesnachrichten, Vereinsnachrichten usw.

Seite

Amerikanische, Die — Zementindustrie im Jahre 1920. (Dr.-Ing. Kammüller) 281
Arbeitsnachweisgesetz, Das kommende — und die Hochschulberufe . 482
Arbeitszeit, Betr. Praktische — der Studierenden des Bauingenieurwesens. (W. Petry) 424
Archiv, Deutsches — für Siedlungswesen E. V. 53
Ausstellung für Wasserstraßen- und Energiewirtschaft München 1921 . . 198
—, Betriebstechnische — in Berlin . . 540
—, Die Mitteldeutsche — Magdeburg 1922. (Miama) (B.) 112

Bekanntmachungen über Höchstpreise für Zement . 224, 253, 454. 710
Berlin, Betriebstechnische Ausstellung in —. 540
Betonbauweisen, Preisausschreiben für — zu Wohnzwecken 509
Beton-Vereins, Entschließung des Vorstandes des Deutschen — (E. V.) vom 27. Januar 1921. (Dr. Petry) . . . 165
—, Vorläufige Tagesordnung für die 24. Hauptversammlung des Deutschen — 77
Betriebstechnische Ausstellung in Berlin 540

Deutscher, Verband — Architekten- und Ingenieur-Vereine 453
—, Verband — Architekten- und Ingenieur-Vereine 1871—1921. (M. Foerster) 566
Deutsches Archiv für Siedlungswesen E. V. 53

Eilers, 50 jähriges Jubiläum der Fabrik für Eisenhoch- und Brückenbau Louis —, Hannover-Herrenhausen. (M. F.) . 508
Einweihung des Neubaues der Bauingenieurabteilung an der Technischen Hochschule in Karlsruhe i. B. (Probst) 509
Eisenbau, Wirtschaftliche Fertigung im —. (Auszug aus einem Vortrag d. Herrn W. Hellmich a. d. Hauptversammlung d. D. E.-V. am 10. Nov. 1920) . 50
Eisenbetonschiffs, Stapellauf des bisher größten — Deutschlands 454
Eisenindustrie, Ein neuer großer Erfolg der deutschen — 80
—, Jubiläum in der — 224
Energieumformung, Fortschritte und Probleme der mechanischen —. (Prof. Kutzbach) 453
Entschließung des Vorstandes des Deutschen Beton-Vereins (E. V.) vom 27. Januar 1921. (Dr. Petry) . . . 165
Entschließungen des Vereins deutscher Ingenieure auf der Hauptversammlung in Cassel am 26. Juni . 482
Erfindungen, Eine Gesellschaft zur Verwertung deutscher — usw. im Auslande 53
Erhöhung, Zur — der Zementpreise. (Frkft. Ztg.) 224

Fertigung, Wirtschaftliche — im Eisenbau. (Auszug aus einem Vortrag des Herrn W. Hellmich a. d. Hauptversammlung d. D. E.-V. am 10. Nov. 1920) 50
Fortschritte und Probleme der mechanischen Energieumformung. (Prof. Kutzbach) 453
Fußbodenbeläge, Ein Preisausschreiben zur Erlangung von Entwürfen für farbige — 594

Gebührenordnung, AGO-Ausschuß für die — 509
— der Architekten und Ingenieure 1920 225
— für die Ingenieure. (M. Foerster) . 566

Seite

Gesellschaft, Eine — zur Verwertung deutscher Erfindungen usw. im Auslande 53
—, Hafenbautechnische — e. V., Hamburg 453
Gesetze, Neue — und Verordnungen im Patentwesen. (Dr. Arendt) 112

Hafenbautechnische Gesellschaft e.V. Hamburg 453
Hauptversammlung, Entschließungen des Vereins deutscher Ingenieure auf der — in Cassel am 26. Juni . . . 482
—, Vorläufige Tagesordnung für die 24. — des Deutschen Beton-Vereins . . 77
Herstellung und Verwendung von Portlandzement in den Vereinigten Staaten. (Gl.) 594
Hochschulberufe, Das kommende Arbeitsnachweisgesetz und die — . . . 482
Höchstpreise, Bekanntmachungen über — für Zement 224, 253, 454. 710

Indexzahlen für Nordamerika, Neue — 710
Industriellen, Die Stellung des Ingenieurs zu unseren — Problemen. (Dipl.-Ing. F. Maier) 369
Ingenieurs, Die Stellung des — zu unseren industriellen Problemen. (Dipl.-Ing. F. Maier) 369
Institute, Die Notlage der wissenschaftlichen —. (Gl.) 112

Jubiläum in der Eisenindustrie . . . 224
—, 50 jähriges — der Fabrik für Eisenhoch- und Brückenbau Louis Eilers, Hannover-Herrenhausen. (M. F.) . . 508

Karlsruhe, Einweihung des Neubaues der Bauingenieurabteilung an der Technischen Hochschule in —. B. (Probst) 509
Kleinbahnen, Zeitschrift für —. (B.) 112
Krieges, Einfluß des — auf die Weltförderung einiger wichtiger Rohstoffe (Gläsel) 681

Lohnwesen, Vereinfachung im —. (Dr. M.) 53

Magdeburg, Die Mitteldeutsche Ausstellung — 1922 (Miama) (Bo.) . . . 112
Mitteldeutsche, Die — Ausstellung Magdeburg 1922 (Miama) (Bo.) . . . 112
München, Ausstellung für Wasserstraßen- und Energiewirtschaft — 1921 . 198

Neubaues, Einweihung des — der Bauingenieurabteilung an der Technischen Hochschule in Karlsruhe i. B. (Probst) 509
Neuerungen von ausländischen Patentgesetzen. (Dr. Arendt) 537
Nordamerika, Neue Indexzahlen für — 710
Notlage, Die — der wissenschaftlichen Institute. (Gl.) 112

Obmänner-Sitzung der Reichshochbaunormung 371

Patentgesetzen, Neuerungen von ausländischen —. (Dr. Arendt) . . . 537
Patentverlängerung in Ungarn. (Dr. Arendt) 28
Patentwesen, Neue Gesetze und Verordnungen im —. (Dr. Arendt) . . 112
Portland-, Herstellung und Verwendung von — Zement in den Vereinigten Staaten. (Gl.) 594
Praktische, Betr. — Arbeitszeit der Studierenden des Bauingenieurwesens. (W. Petry) 424
Preisaufgaben, Die — zum Schinkelfest des Architekten-Vereins zu Berlin am 13. III. 1922. (Kze.) 253
Preisausschreiben für Betonbauweisen zu Wohnzwecken 509
—, Ein — zur Erlangung von Entwürfen für farbige Fußbodenbeläge 594

Seite

Preisermäßigung, Weitere — für Zement 52
Probleme, Fortschritte und — der mechanischen Energieumformung. (Prof. Kutzbach) 453

Reichshochbaunormung, Obmänner-Sitzung der — 371
Rohstoffe, Einfluß des Krieges auf die Weltförderung einiger wichtiger —. (Gläsel) 681

Schinkelfest, Die Preisaufgaben zum — des Architekten-Vereins zu Berlin am 13. III. 1922. (Kze.) 253
Siedlungsunternehmen, Württembergisches —. (B.) 112
Siedlungswesen, Deutsches Archiv für — E. V. 53
Stahlwerksverband, Der — 1919/20 (Frkf. Ztg.) 197
Stapellauf des bisher größten Eisenbetonschiffs Deutschlands 454
Stellung, Die — des Ingenieurs zu unseren industriellen Problemen. (Dipl.-Ing. F. Maier) 369
Studierenden, Betr. Praktische Arbeitszeit der — des Bauingenieurwesens. (W. Petry) 424

Tagesordnung, Vorläufige — für die 24. Hauptversammlung des Deutschen Beton-Vereins 1921 77

Ungarn, Patentverlängerung in —. (Dr. Arendt) 28

Verband Deutscher Architekten- und Ingenieur-Vereine 453
— Deutscher Architekten- und Ingenieur-Vereine 1871—1921. (M. Foerster) 566
Verbilligung, Die — des Bauens in den Vereinigten Staaten Nordamerikas. (E. P.) 537
Vereinfachung im Lohnwesen. (Dr. M.) 53
Vereinigten, Die Verbilligung des Bauens in den — Staaten Nordamerikas. (E. P.) 537
—, Wirtschaftliche Mitteilungen aus den — Staaten. (E. Probst) 199
Vereins, Entschließungen des — deutscher Ingenieure auf der Hauptversammlung in Cassel am 26. Juni . . 482
Verordnungen, Neue Gesetze und — im Patentwesen. (Dr. Arendt) . . 112
Verwertung, Eine Gesellschaft zur — deutscher Erfindungen usw. im Auslande 53

Wasserstraßen-, Ausstellung für — und Energiewirtschaft München 1921 198
Weltförderung, Einfluß des Krieges auf die — einiger wichtiger Rohstoffe (Gläsel) 681
Wirtschaftliche Fertigung im Eisenbau. (Auszug aus einem Vortrag des Herrn W. Hellmich a. d. Hauptversammlung d. D. E.-V. am 10. Nov. 1920) 50
Wirtschaftlichen Zur — Lage. (Frkf. Messeztg. Nr. 21, 1920) 28
Wissenschaftlichen, Die Notlage der — Institute. (Gl.) 112
Württembergisches Siedlungsunternehmen. (B.) 112

Zeitschrift für Kleinbahnen. (B.) . . 112
Zement, Bekanntmachungen über Höchstpreise für —. 224, 253, 454. 710
—, Herstellung und Verwendung von Portland- — in den Vereinigten Staaten (Gl.) 594
—(Weitere Preisermäßigung für — . . 52
— -, Die amerikanische — Industrie im Jahre 1920. (Dr.-Ing. Kammüller) . 281
Zementpreise, Zur Erhöhung der —. (Frkf. Ztg.) 224

Gerichtliche Entscheidungen.

Seite

Abänderung von Verträgen durch das Gericht. (rd.) 225
Abwässer, Grenzen der Rechte des Grundeigentümers gegen die Stadtgemeinde wegen Zuführung mangelhaft geklärter —. (rd.) 538
Änderungen der Sozialversicherung infolge des Friedenvsertrages. (rd.) . . 509
Angestellte, Hat der tantiemeberechtigte — Anspruch auf Vorlegung der Bilanz? (rd.) 425
Angestellten, Rechte des beleidigten — in gehobener Stellung gegenüber dem Geschäftsherrn. (rd.) 682
Anspruch, Hat der tantiemeberechtigte Angestellte — auf Vorlegung der Bilanz? (rd.) 425
Arbeiterräte, Zur Frage der Strafbarkeit von Handlungen der —. (rd.) . . 29
Arbeitsmangels, Berechtigte Entlassung eines Baudelegierten wegen — (rd.) 425
Arbeitsrecht, Das deutsche — und seine Entwicklung. (Dr. Weiß) . . . 710
Aufhebung von Lieferungsverträgen, die während des Krieges abgeschlossen wurden. (rd.) 113

Bauherr, Ist der — berechtigt, wegen Verwendung nicht probemäßigen Stoffes bei Ausführung des Daches von dem Bauunternehmer die Beseitigung und Zurücknahme der Dachbedeckung zu fordern? (rd.) 682
Baudelegierten, Berechtigte Entlassung eines — wegen Arbeitsmangels. (rd.) 425
Beleidigten, Rechte des — Angestellten in gehobener Stellung gegenüber dem Geschäftsherrn. (rd.). 682
Betriebes, Wann ist ein Unfall im Banne des — erfolgt? (rd.) 29
Betriebsratsmitgliedes, Berechtigte Entlassung eines —. (rd.) 78
Betriebsunfall, Wann ist der Unfall eines Arbeiters auf dem Wege zu seiner Wohnung als — anzusehen. (rd.) . . 113
Bewohnten, Was ist unter einem — Gebäude im Sinne des Strafgesetzbuches zu verstehen? (rd.) 538
Bilanz? Hat der tantiemeberechtigte technische Angestellte Anspruch auf Vorlegung der — (rd.) 425

Deutsche, Das — Arbeitsrecht u. seine Entwicklung 710

Eigenmächtiges Verlassen des Krankenhauses durch ein Kassenmitglied. (rd.) 225
Einfluß der Lohnsteigerung auf bestehende Werkverträge. (rd.) . . . 225
Entlassung, Berechtigte — eines Betriebsratsmitgliedes. (rd.) 78
—, Berechtigte — eines Baudelegierten wegen Arbeitsmangels. (rd.) 425
Erkrankung eines Arbeiters während eines Streiks. Ist die Krankenkasse unterstützungspflichtig? (rd.) . . . 29

Frage, Zur — der Strafbarkeit von Handlungen der Arbeiterräte. (rd.) . . . 29

Gebäude, Was ist unter einem bewohnten — im Sinne des Strafgesetzbuches zu verstehen? (rd.) 538
Gebrauchsmusterschutz, Gibt es einen — für unbewegliche Sachen? (rd.) 29
Geistigen, Wertschätzung der — Arbeit technischer Sachverständigen 112
Geschenke des Baulieferanten an den bauleitenden Architekten. Rechte des Bauherrn. (rd.) 78
Grenzen der Rechte des Grundeigentümers gegen die Stadtgemeinde wegen Zuführung mangelhaft geklärter Abwässer. (rd.) 538

Herbeiführung der Nichtigkeit eines Patents durch den Lizenznehmer. (rd.) 509

Seite

Krankenhauses, Eigenmächtiges Verlassen des — durch ein Kassenmitglied. (rd.) 225

Lieferungsverträgen, Aufhebung von —, die während des Krieges abgeschlossen wurden. (rd.) 113
Lohnsteigerung, Einfluß der — auf bestehende Werkverträge. (rd.) . . 225

Nichtigkeit, Herbeiführung der — eines Patents durch den Lizenznehmer. (rd.) 509

Patents, Herbeiführung der Nichtigkeit eines — durch den Lizenznehmer. (rd.) 509

Rechte des beleidigten Angestellten in gehobener Stellung gegenüber dem Geschäftsherrn. (rd.) 682
Rechtsfragen. (Dr. Weiß) . . 254 309

Sachverständigen, Wertschätzung der geistigen Arbeit technischer — . . . 112
Schädigung des Hauseigentümers durch Straßenhöherlegung. (rd.) 425
Schiedsgerichtswesen 538
Sozialversicherung, Änderungen der — infolge des Friedensvertrages. (rd.) 509
Strafbarkeit, Zur Frage der — von Handlungen der Arbeiterräte. (rd.) . 29
Straßenhöherlegung, Schädigung des Hauseigentümers durch —. (rd.) . . 425
Streiks, Erkrankung eines Arbeiters während eines —. Ist die Krankenkasse unterstützungspflichtig? (rd.) . 29

Unfall, Wann ist der — eines Arbeiters auf dem Wege zu seiner Wohnung als Betriebsunfall anzusehen. (rd.) . . . 113
—, Wann ist ein — im Banne des Betriebes erfolgt? (rd.) 29

Verträgen, Abänderung von — durch das Gericht. (rd.) 225

Werkverträge, Einfluß der Lohnsteigerung auf bestehende —. (rd.) 225
Wertschätzung der geistigen Arbeit technischer Sachverständigen 112

Bücherbesprechungen.

Albrecht, Dr.-Ing. Die Flußmetalle im Brückenbau, insbesondere ihre Einführung 712

Bach, C., und Baumann. Festigkeitseigenschaften und Gefügebilder der Konstruktionsmaterialien. M. Foerster 484
—, C., Dr.-Ing., und Graf, Otto. Versuche mit eingespannten Eisenbetonbalken. M. Foerster 56
Bericht über die XXII. Hauptversammlung des Deutschen Beton-Vereins (E. V.) am 23/24. Sept. 1919 in Nürnberg. M. Foerster 116
Bestimmungen über die bei Hochbauten anzunehmenden Belastungen und über die zulässigen Beanspruchungen der Baustoffe mit Erlaß vom 24. 12. 1919. M. Foerster 80
Beton und Eisen 1920 vom 20. Sept. Normenblätter für Beton- und Eisenbetonbau. Kze. 32
Boost, Hermann, Geh. Regierungsrat Prof. Der Beton- und Eisenbetonbau. Privatdozent Dr.-Ing. W. Kunze, Dresden 32
— Der Eisenhochbau. Hans Schmuckler 255*
Bund angestellter Chemiker und Ingenieure. Zur Frage des Wettbewerbverbotes. M. Foerster 596

Deutsch. Beton-Verein. Technische Auskünfte aus dem Gebiete des Beton- und Eisenbetonbaus. M. Foerster . . . 340
Diethelm, John, Dr.-Ing. Handbuch des schweizerischen Hotelbaues. M. Foerster 200

Seite

Dubbel, H., Prof. Taschenbuch für den Maschinenbau. E. Lewicki 283

Ellerbeck, Dr.-Ing. Erläuterungen zu den preuß. Hochbaubelastungsvorschriften 1919. M. Foerster 511
Elster, Karl. Die deutsche Not im Lichte der Währungstheorie. Prof. Gehrig . 596
Emperger, F., Oberbaurat Dr.-Ing. Handbuch für Eisenbetonbau. Bd. 8 428
Engels, Hubert. Handbuch des Wasserbaues für das Studium und die Praxis. Ottmann 311
Engesser, Fr., Geh. Oberbaurat Prof. Dr.-Ing. Technik, Ingenieur und Hochschulstudium. M. Foerster 283
Enßlin, Max, Prof. Dr.-Ing. Elastizitätslehre für Ingenieure. M. Foerster . 656
Erb, Joseph. Baukonstruktionslehre. M. Foerster 116

Fasse, Richard. Das Steinholz. M. Foerster 483
Findeisen, Cl., Dr.-Ing. Versuche über die Beanspruchungen in den Laschen eines gestoßenen Flacheisens bei Verwendung zylindrischer Bolzen. 684
Fischer, Max. Statik und Festigkeitslehre. Beyer 539
Föppl, Dr.-Ing. August, und Dr. Ludwig. Drang und Zwang. 2. Band. H. Marcus 484
Foerster, M., Geh. Hofrat Prof. Dr.-Ing. e. h. Die Grundzüge des Eisenbetonbaues. Prof. Spangenberg . 312
Frankfurter Maschinenbau A.-G. Die Preßluft. B. 168
Frederick, Christine. Die rationelle Haushaltung. M. Foerster 284
Frenz, G. Kritik des Taylor-Systems. Dr.-Ing. M. Mayer 116
Freytag †. Hilfsbuch für den Maschinenbau. Wentzel 116
Friedrichs, H. Das Feldmessen des Tiefbautechnikers. (Bearbeitet von Prof. G. Reinecke) 684
Frölich, Dr.-Ing. Rangieranlagen und ihre Bedeutung für den Eisenbahnbetrieb usw. Lucas 512

Garbotz, Georg, Dr. Die Vereinheitlichung in der Industrie. W. Gehler . 456
Gesteschi, Th., Dr.-Ing. Hölzerne Dachkonstruktionen, ihre Ausbildung und Berechnung. M. Foerster . . 511
Geyer, Ernst. Tabellen zur Berechnung von einfach und doppelt armierten Balken und Platten aus Eisenbeton, mit Hilfstafel für Plattenbalken. M. Foerster 339
Gilbreth, Colin Ross. Bewegungsstudien. Dr.-Ing. Bloß 456
Glinzer, E., Prof. Dr. Baustoffkunde. M. Foerster 80
Goebel, Otto, Dr. Selbstverwaltung in Technik und Wirtschaft. Prof. Gehrig 512
Graf, Otto. Die Druckelastizität und Zugelastizität des Betons. M. Foerster 568
Grimm, Rudolf, Direktor. Selbstkosten und Arbeitsleistung in der Zementindustrie seit 1912. E. Probst . . . 32
Grünbaum-Jakobi. Funktionenlehre und Elemente der Differential- u. Integralrechnung 684

Handbuch für Eisenbeton. III. Aufl. Bearbeitet von K. Memmler, H. Burchartz, H. Albrecht, H. Schluckebier, O. Rappold, A. Nowack. (M. Foerster) 455
v. Hanffstengel, G., Prof. Technisches Denken und Schaffen. Eine gemeinverständliche Einführung in die Technik. M. Foerster 116
Hanisch, August, Oberbaurat Prof. Zehn Jahre Portlandzementprüfung. M. Foerster 168

Seite

Hausbrand, E. Das Trocknen mit Luft und Dampf. Wentzel 428
„Heimkultur" Wiesbaden. Die billigste Bauweise der Gegenwart. Die Krone sparsamer Bauweise. M. Foerster . 116
Hencky, Karl, Dr.-Ing. Die Wärmeverluste durch ebene Wände, unter besonderer Berücksichtigung des Bauwesens. E. Probst 340
Henkel, Otto, Dipl.-Ing. Grundzüge des Eisenbetonbaues. M. Foerster . . 80
Hentze, Joh., Dipl.-Ing. Direktor. Der Wasserbau. Dr. W. Kunze 200
Herzog, S. Vergesellschaftung industrieller Betriebe. Prof. Gehrig . . 115

Kann, Felix, Dr.-Ing. Kegelförmige Behälterböden, -dächer und Silotrichter. Dr. Kunze 511
Kaskel, Walter, Prof. Dr. jur. Das neue Arbeitsrecht. Dipl.-Ing. C. R. Kohl . 31
Keiichi-Hayashi, Prof. Dr.-Ing. Theorie des Trägers auf elastischer Unterlage und ihre Anwendung auf den Tiefbau nebst einer Tafel der Kreis- und Hyperbelfunktionen. Beyer 656
Kersten, C. Freitragende Holzbauten. M. Foerster 484
Kleinlogel, Prof. Dr.-Ing. Rahmenformeln. Lehmann 596
Klinkmüller, Joh. Dr.-Ing. Kunststein-Straßenpflaster. M. Foerster . . . 228
Koll, G., Prof. Dipl.-Ing. Brücken aus Holz. M. Foerster 256
Krebitz, Josef, Dr.-Ing. Schaulinien zur wirtschaftlichen Bestimmung exzentrisch belasteter Rechteckquerschnitte aus Eisenbeton. Dr. W. Kunze . . 140
Kroening, Erich. Die Preßluftwerkzeuge, ihre Anwendung und ihr Nutzen. H. Schalk 312

Landsberg, Th., Dr.-Ing. Das Verfahren der Einflußlinien. Dr. Beyer . 115
Leiner, Dr.-Ing. Ertragreichster Ausbau von Wasserkräften. H. Engels . . 228
Liesegang, E. Paul. Wissenschaftliche Kinematographie. E. Probst 256
Link, E. Erdbau. Dr.-Ing. Gläsel . 456
Love, A. E. H. Theoretische Mechanik. Dr. Alt 227
Lutze, Max Fr. Leitfaden der Eisenbahn-Hochbauten. M. Foerster . . 511
Lux, G. und Dr. C. Michalke. Herstellen und Instandhalten elektrischer Licht- und Kraftanlagen. Ein Leitfaden auch für Nichttechniker. (Herausgeber Frhr. v. Gaisberg) 684

M.A.N. Eisenwasserbauten. Lehmann 596
Materialprüfungsamt Dahlem-Berlin. Versuche mit Hochofenschlacke. M. Foerster 656
Mehrtens, G. C. Vorlesungen über Ingenieurwissenschaften II M. Foerster 540
Melan, Joseph, Dipl.-Ing. Dr.-Ing. h. c. Hofrat Prof. Der Brückenbau (nach Vorträgen usw.). M. Foerster . . 168
Meyer, Eugen. Wirklichkeitsblinde in Wissenschaft und Technik. L. Föppl 115
Michalke, C., Dr. und Lux. Herstellen und Instandhalten elektrischer Licht- und Kraftanlagen. Ein Leitfaden auch für Nichttechniker (Herausgeber Frhr. v. Gaisberg). 684
Michel, Eugen, Prof. Dr.-Ing. Hörsamkeit großer Räume. Baurat Dr.-Ing. Edelmaier 484
Mitteilungen aus dem Mineralogischen Institut der Universität Bonn. M. Foerster 227
Moye, A., Dr. Die Gipsformen. M. Foerster 484
Müller, W. Dr.-Ing. Ein einheitliches zeichnerisches Verfahren zur Ermittlung der Fahrzeiten, der Zugförderungsarbeit, sowie des Kohlen- und Stromverbrauchs. R. Fischer . . . 568
Zuschrift 596

Seite

Ohlmüller und Spitta. Die Untersuchung und Beurteilung des Wassers und des Abwassers. Heilmann . . 568
Ostendorf †, Oberbaurat u. Prof. a. d. Techn. Hochschule Karlsruhe. Sechs Bücher vom Bauen, enthaltend eine Theorie des architektonischen Entwerfens. Prof. A. Schneegans 115
Otzen, Robert, Geh. Regierungsrat Prof. Praktische Winke zum Studium der Statik und zur Anwendung ihrer Gesetze. Dr.-Ing. W. Kunze 312

Paur, Friedrich und Abigt, Emil. Heimkultur-Stampfbau. M. Foerster . . 200
Pirlet, J., Dr.-Ing. Kompendium der Statik der Baukonstruktionen. Dr. Kunze 540

Rappold, Otto. Der Bau der Wolkenkratzer. M. Foerster 228
Riediger, Karl, Ing. Dr. techn. Die Theorie der Kolkbildung und deren Verwertung zur Berechnung der Fundierungstiefen von Wasserbauten usw. H. Engels 339
Röbe, Ludwig, Regierungsbaumeister. Zusammenbruch der deutschen Eisenbahnen? Dr.-Ing. Gläsel 79

Sabielny, Archimedes. Lehrbuch des Maschinenrechnens. B. 200
Saliger, R., Prof. Dr.-Ing. Der Eisenbeton. E. Probst 56
Saß, Carl. Straßen- und Baufluchtengesetz nebst Wohnungsgesetz-Kommentar. Prof. Diestel 284
Sax, Emil, Prof. Dr. Die Verkehrsmittel in Volks- und Staatswirtschaft. Dr. rer. pol. H. Engels 56
Schau, A., Reg.-Bmstr. Aus Natur und Geisteswelt. Bd. 9. Festigkeitslehre.
— Statik. Bd. 828. M. Foerster . . 284
— Der Brückenbau I. u. II. M. Foerster 484
— Staatl. Gewerbeschuldirektor u. Reg.-Bmstr. Der Eisenbahnbau. Dr.-Ing. Gläsel 340
Schmidt, Carl, Baurat. Technische Studienhefte. Heft 2. Statik und Festigkeitslehre 339
— Heft 14, Baumechanik, einschl. Eisenbeton. M. Foerster 339
Schultz, Friedrich. Veranschlagen, Bauleitung, Baupolizei 683
Seiler, Oskar, Industrieverlag, Chemnitz. Wandkalender deutscher Ingenieure 1921 80
Seyfert, E. W., Dipl.-Ing. Dr. rer. pol., Berlin. Der Arbeiternachwuchs in der deutschen Maschinenindustrie. Wentzel 56
Stöhr, Karl Fritz, Dr. rer. pol. Amerikanische Turmbauten. M. Foerster 228
Straßner, A. Die Berechnung statisch unbestimmter Systeme. Beyer . . 539

Theimer, Viktor. Praktische Astronomie 864
Timpenfeld, P., Oberingenieur. Weichen- und Gleisberechnungen. Formeln, Tabellen und Beispiele zum Gebrauche in der Praxis. Dr.-Ing. Gläsel 200
Tonindustrie-Kalender in 2 Teilen 1921. M. Foerster 168

Werner, Hugo, Baurat Ing. Die Regelung des Ostrawitza-Wildflusses. H. Engels 339
Weule, Universitätsprof. Dr. R. Die Anfänge der Naturbeherrschung — Frühformen der Mechanik. M. Foerster 596
Wiechula, Siedlungen ohne Anzahlung und billigste Beschaffung von Lebensmitteln. M. Foerster 340
Wimmer, Bauamtssekretär. Lohnsteuertabelle. 684

Seite

Witte, Irene. Die rationelle Haushaltung. M. Foerster (Übersetzung aus dem Engl. vgl. Frederick.) 284

Zucker, Paul. Die Brücke. M. Foerster 427

Berichtigungen, Erwiderungen und Zuschriften.

Jahrgang 1920.

Zu Seite 280 Berichtigung (Spiegel) . 197
„ „ 334 zum Aufsatz Fechner, Zuschrift von Gärtner mit Erwiderung von Fechner 27
sowie Berichtigung von Kleinlogel 77
und Zuschrift von Lerche 139
„ „ 557 Berichtigung (M. Foerster) 27
„ „ 690 „ (Fruchthändler) 112

Jahrgang 1921.

Zu Seite 169 Zuschrift (Schriftleitung) . 371
„ „ 202 „ (Zimmermann-Sonntag) . . 503
„ „ 294 „ (M.A.N.) . . . 400
„ „ 315 Berichtigung (Schaper) . 428
„ „ 391 Erwiderung (Dr. Georg Müller). 703*
„ „ 423 Berichtigung (Gläsel) . . 537
„ „ 439 u.
„ „ 475 „ (P. Müller) . 560
„ „ 541 Erwiderung (Lewe, Barkhausen) 709
„ „ 568 Berichtigung (W. Müller) 596
„ „ 641 „ (Buhle) . . 684

Personalnachrichten.

Berufung. Prof. Hickfang 138
„ Dr.-Ing. Emil Kammer . . 309
„ „ E. Gaber 309
„ Prof. Schachenmeier . . 309

Doktor-Ingenieure ehrenhalber:
Kesselheim, Klönne 340
Langelott 372
Schlüter 454
Albrecht, Hübler, Hummel, Lang, Meyer, Meythaler, Schüle, Trambauer, Wasmer 710

Ehrenbürger:
Bilfinger, Carstanjen, Dyckerhoff, Heinrichsdorf, Kesselheim, Knackstedt, Müller - Breslau, Schott, Springer, Engels, Fellenius, Scharffernack, Rohn, Halter, Nowack, Harringheuzer 710

Gerber-Feier im Werk Gustavsburg der M.A.N 421
Widmung zum 70. Geburtstag von Geh. Regierungsrat Prof. Dr.-Ing. Müller-Breslau 201 349
Nachruf. Baurat Dr.-Ing. H. C. Emil Boehmler † 33
„ Kommerzienrat Dr.-Ing. E. H. Conrad Freytag † 396

Zur Literaturschau.

Um die Beschaffung gewünschter Einzelnummern der in der Literaturschau behandelten Zeitschriften sowie einen Verkehr mit den in Frage kommenden Schriftleitungen zu erleichtern, wird folgende Anschriftenübersicht gegeben:

Annales des Ponts et Chaussées. A. Dumas, Editeur-Gérant. 6. Rue de la Chaussée-d Antin, Paris.
Annales des Travaux Publics. Goemaere, Brüssel, Rue de la Limite 21.
Baumaterialienmarkt. Leipzig, Uferstr. 21.
Bauwelt. Verlag Ullstein, Berlin SW, Kochstraße 22—26.
Beton und Eisen. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W 66, Wilhelmstraße 90.
Civil Engineering. 185 Fleet St., London, E.C.4
De Ingenieur. s'Gravenhage, Paviljoensgracht Nr. 17 u. 19.

Der Brückenbau. Fachpresse-Verlag Dr. J. F. Meißner, Heidelberg, Postfach 3.
Der Industriebau. Carl Scholtze-Verlag, Leipzig, Königstr. 3.
Der Städtische Tiefbau. Fachpresse-Verlag Dr. J. F. Meißner, Heidelberg, Postfach 3.
Deutsche Bauzeitung. Berlin SW 11, Königgrätzerstraße 105.
Die Räder. Räder-Verlag G. m. b. H., Berlin, W 57, Potsdamerstr. 83c.
Die Wasserkraft. Richard Pflaum-Verlag, München 2, Herrnstraße 10/1.
Elektrische Kraftbetriebe u. Bahnen. Verlag von R. Oldenbourg, München, Glückstraße 8.
Engineering. William H. Maw and Alex. Richardson. 35 u. 36, Bedford Street, Strand, London WC 2.
Génie Civil. M. Ch. Talansier, 6, Rue de la Chaussée-d'Antin, 6 Paris (9).
Gewapend Beton. Verlag L. J. Veen, Leidschegracht 78, Amsterdam.
Il Cemento. Turin, Corso Vinzaglio 62.
Ingeniøren. Danks Ingeniorforenings, Kopenhagen, Amaliegade 38.
Le Ciment. Société anonyme de Publications industrielles, 20, Rue de Turgot, Paris.
Neudeutsche Bauzeitung. Leipzig, Hospitalstraße 15.
Österreichische Monatsschrift für den öffentlichen Baudienst und das Berg- und Hüttenwesen. Wien I, Seilerstätte 24.
Organ für die Fortschritte des Eisenbahnwesens. C. W. Kreidels Verlag, Berlin W 9, Linkstr. 23—24.
Proceedings of the American Society of Civil Engineers. 33 West, 39. Street, New York, City, U. S. A.
Revue Générale Chemins de Fer. Dunod-Éditeur, 47 et 49, Quai des Grands-Augustins, Paris.
Schweizerische Bauzeitung. Verlag: A. u. C. Jegher, Zürich, Kommissionsverlag: Rascher & Cie., Zürich und Leipzig.
Süddeutsche Bauzeitung. München, Paul-Heyse-Str. 29/31.
Stahl und Eisen. Verlag Stahleisen m. b. H. in Düsseldorf (Schließfach 664).
Taylor Zeitschrift. Verlag der Buchhandlung Lotties in Wien XIII/2, Benzingerstraße 30 u. Leipzig, Talstr. 3.
Technik und Wirtschaft. Verlag d. Vereins Deutscher Ingenieure, Berlin NW 7, Sommerstr. 4a.
Tiefbau. Geschäftsstelle: Berlin-Wilmersdorf, Babelsberger Straße 16.
Tonindustrie-Zeitung. Berlin NW 21, Dreysestr. 4.
Verkehrstechnische Woche und Eisenbahntechnische Zeitschrift. Verlag: W. Moeser Buchhandlung, Leipzig, Dresdner Str. 11/13.
Verkehrstechnik. Verlag von Ullstein & Co., Berlin SW, Kochstr. 22—26.
Werft und Reederei. Verlag v. Julius Springer, Berlin W 9, Linkstr. 23/24.
Wochenschrift des Architekten-Vereins zu Berlin. Verlag Hofbuchdrucker Paul Lehsten, Charlottenburg, Berliner Str. 119.
Zeitschrift für Architektur und Ingenieurwesen. Verlag C. V. Engelhard & Co., Hannover.
Zeitschrift des Österr. Ingenieur- und Architekten-Vereins. Verlag der Österr. Staatsdruckerei, Wien I, Seilerstätte 24.
Zeitschrift des Vereins deutscher Ingenieure. Verlag Berlin NW, Sommerstraße 4a.
Zeitung des Vereins Deutscher Eisenbahnverwaltungen. Verlag von Julius Springer, Berlin, Linkstr. 23/24.
Zement. Zementverlag G. m. b. H., Charlottenburg 2.
Zentralblatt der Bauverwaltung. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W 66 Wilhelmstr. 90.

VERZEICHNIS DER MITTEILUNGEN DER DEUTSCHEN GESELLSCHAFT FÜR BAUINGENIEURWESEN.

Verfasserverzeichnis.

Seite

Birkenstock, Prof. Dr.-Ing., Berlin. Der Momenten-Nullpunkt in den deutschen „Vorschriften" und preuß. „Musterbeispielen" für Eisenbeton . . . 4
Dantscher, Prof., München. Die Entwicklung des Wehrbaues im Zusammenhang mit der Wasserkraftausnutzung 57* 61*
Deutscher Bund Heimatschutz usw. Die Ingenieurbauten, ihre gute Gestalt und Wirkung in der Landschaft, mit besonderer Rücksicht auf die Aufgaben der Wasserwirtschaft (Aufruf) . . . 60
Deutsche Gesellschaft für Bauingenieurwesen. Geschäftliche Mitteilungen 24 36 44 96
— Berichte über die Arbeiten der Gesellschaft 38 67 92
— Mitgliederliste, Ergänzungen . . . 8 40
Eiselen, Friedrich, Reg.-Baumstr. a. D., Berlin. Aus der Fachliteratur des Auslandes.
I. Vom Ausbau der engl. Seehäfen 12 19 31
II. Entwicklung der französischen Seehäfen während des Krieges 47 83 87 92 94
— Zur Frage der Normung von Sand und Kies 45 75
— Vereinheitlichung der Bedingungen für die Vergebung von Bauarbeiten . . . 81
Garbotz, Georg, Dipl.-Ing. Dr., Frankfurt a. M. Der Vereinheitlichungsgedanke im Baumaschinenwesen . . 2 6
Gerloff, Hellmuth, Dipl.-Ing., Berlin. Die Sicherstellung des technisch-wissenschaftlichen Wiederaufbaues 65
Graf, Otto, Ingenieur, Stuttgart. Aus neuen Versuchen mit Baustoffen und Baukonstruktionen 69* 73* 79* 85* 89*
Janssen, Theod., Prof., Berlin. Die Selbstkostenberechnung im Bauwesen 25*
Krieger, Oberreg.-Rat, München. Die wirtschaftlichen Grundlagen des neuzeitlichen Wasserkraftausbaues 49 53 59
Lewe, Dr.-Ing. Dr., Berlin. Ziele, Fortschritte und Wege neuzeitlicher Holzbaukunst 41*
Lindner, Werner, Dr., Berlin. Zur Ästhetik der Ingenieurbauwerke . 30 71
Petersen, Richard, Prof., Danzig-Oliva. Verkehrsfragen bei Stadterweiterungen 9 13* 18* 21*
Schachenmeier, Prof. Dr.-Ing., München. Über die Berücksichtigung des Spannungswechsels bei der Querschnittsbemessung im Eisenbau 31* 37*
Schilling, Prof., Berlin. Geschäftliche Entwicklung, derzeitiger Stand und beabsichtigter Ausbau der Arbeiten zur Hebung der Wirtschaftlichkeit in Gewerbe und Industrie (Auszug aus Vortrag) 72
Sonntag, R., Dr.-Ing., Berlin. Der heutige Stand der Entwicklung der Breitflanschträger 29 36*
Wernekke, Geh. Reg.-Rat, Berlin. Südschweizer Schiffahrtspläne 46

Sachverzeichnis.

Seite

Ästhetik, Zur Ä. der Ingenieurbauwerke. Von Dr.-Ing. Werner Lindner, Berlin 30 71
— Die Ingenieurbauten, ihre gute Gestalt und Wirkung in der Landschaft, mit besonderer Rücksicht auf die Aufgaben der Wasserwirtschaft (Aufruf des Bundes Heimatschutz usw.) 80
Deutsche Gesellschaft für Bauingenieurwesen. Geschäftliche Mitteilungen 24 36 44 96
— Berichte über das Arbeitsgebiet 38 67 95
— Mitgliederliste, Ergänzungen . . 8 40 96
Fachliteratur des Auslandes. Ausbau der englischen Seehäfen. Von Fr. Eiselen, Reg.-Bmstr. a. D., Berlin 12 19 31
— Entwicklung der französischen Seehäfen während des Krieges. Von Fr. Eiselen, Reg.-Bmstr. a. D., Berlin. 36 47 83 87 92 94
— 50 Jahre Entwicklung der schweiz. Bergbahnen 43
— Stand der Elektrisierung der schweiz. Eisenbahnen Ende 1920 38
Holzbaukunst, Ziele, Fortschritte und Wege neuzeitlicher —. Von Dr.-Ing. Dr. Lewe, Berlin 41*
Normung im Bauwesen. Der heutige Stand der Entwicklung der Breitflanschträger. Von Dr.-Ing. R. Sonntag, Berlin 29 36*

Seite

Normung im Bauwesen. Zur Frage der Normung von Sand und Kies. Von Reg.-Bmstr. Fr. Eiselen, Berlin 45 75
— Der Vereinheitlichungsgedanke im Baumaschinenwesen. Von Dipl.-Ing. Dr. Garbotz, Frankfurt a. M. . . 2 6
— Vereinheitlichung der Bedingungen für die Vergebung von Bauarbeiten. Von Fr. Eiselen, Reg.-Bmstr., Berlin 81
Momenten-Nullpunkt, Der — in den deutschen „Vorschriften" und preuß. „Musterbeispielen" für Eisenbeton. Von Prof. Birkenstock, Berlin 4
Schiffahrtpläne, südschweizerische —. Von Geh. Reg.-Rat Wernekke, Berlin 46
Selbstkostenberechnung, Die — im Bauwesen. Von Prof. Theod. Janssen, Berlin 25*
Spannungswechsel, Berücksichtigung des — bei der Querschnittsbemessung im Eisenbau. Von Prof. Schachenmeier, München 31* 37*
Technische Nothilfe, Die Sicherstellung des technisch-wissenschaftlichen Wiederaufbaues durch die —. Von Dipl.-Ing. Hellmuth Gerloff, Berlin . 65
Verkehrsfragen bei Stadterweiterungen. Von Prof. R. Petersen, Danzig 9 13* 18* 21*
Versuchen, Aus neuen — mit Baustoffen und Baukonstruktionen. Von Ing. Otto Graf, Stuttgart 69* 73* 79* 85* 89*
Wasserkräfte, Die — und ihr wirtschaftl. Wert. Aussprache im Anschluß an den Vortrag Schmick 1920 Nr. 3 u. 4 . . . . . 1 5
Wasserkraftausbau, Die wirtschaftl. Grundlagen des neuzeitlichen W. Von Oberreg.-Rat Krieger, München 49 53 59
Wehrbau, Die Entwicklung des — im Zusammenhang mit der Wasserkraftausnutzung. Von Prof. Dantscher, München 57* 61*
— Aussprache dazu 64
Wirtschaftlichkeit in Gewerbe und Industrie. Geschäftliche Entwicklung, derzeitiger Stand und beabsichtigter Ausbau der Arbeiten zur Hebung der —. (Nach Prof. Schilling) . . 72

DER BAUINGENIEUR

2. Jahrgang | 15. Januar 1921 | Heft 1

WIEDERHERSTELLUNG DER BRÜCKE ÜBER DIE DÜNA BEI RIGA DURCH DIE MASCHINENFABRIK AUGSBURG-NÜRNBERG A.-G., WERK GUSTAVSBURG.

„Jede eiserne Brücke, deren Tragwerk gesprengt und in die Öffnung gestürzt ist, bildet für den Einbau einer Ersatzbrücke, die Zwischenunterstützungen benötigt, ein so schweres Hindernis, daß im allgemeinen der Neubau in der alten Achse unmöglich sein wird; nur zufällig wird man die Pfähle für die Unterstützungen so anordnen können, daß sie sich zwischen den Trümmern schlagen lassen; durch Sprengungen wird das Gewirr derselben im allgemeinen nur vergrößert werden." Dies ungefähr waren vor dem Kriege die Grundsätze, nach denen Zerstörung und Ersatzfähigkeit eiserner Brücken beurteilt wurden; sie beruhten teilweise auf der Annahme, daß an eine Wiederverwendung der Tragwerke infolge der beim Herabstürzen eintretenden starken Beschädigungen nicht zu denken sei, und daß Aufräumungsarbeiten, namentlich im Wasser, in kurzer Zeit kaum ausführbar seien. Dementsprechend waren unsere Eisenbahntruppen mit Gerät zum Heben von Brücken von vornherein nicht versehen.

Abb. 1. Lageplan.

Indes bereits im Beginn des Krieges zeigte sich, daß in sehr vielen Fällen eine Wiederbenutzung der alten Tragwerke sehr wohl möglich war[1]). Selbst in Fällen, in denen auf den ersten Anblick die abgestürzten Eisenmassen ein wüstes Durcheinander und ein grauenhaftes Bild der Zerstörung boten, ergab sich häufig, ja meistens, daß die abgestürzten Trümmer zu großen Teilen wieder verwendet werden konnten. Die allein durch die MAN, Werk Gustavsburg ausgeführte Hebung und Wiederherstellung der Brücken bei Namur, Boom auf dem westlichen, bei Janow, Keidany auf dem östlichen Kriegsschauplatz, Beispiele, die sich durch Arbeiten der Truppe und anderer Firmen in beliebiger Weise vermehren ließen, haben bewiesen, daß selbst in schweren Fällen die Wiederverwendung gesprengter und abgestürzter eiserner Tragwerke sehr wohl ausführbar und ohne Gefahr für den Betrieb zulässig ist. Mußten an solchen Überbauten gänzlich zerstörte Teile durch neue ersetzt oder beschädigte ausgebessert werden, so boten Eisenkonstruktionen den großen Vorzug, die Verbindungen in einwandfreier Weise ausführen zu können. Vor allem war auch durch geeignete Maßnahmen leicht zu erreichen, daß angeschlossene Ergänzungsstücke beschädigter Teile, wie Laschen, einzelne Winkel usw. sowohl wie auch ganz neu eingebaute Stäbe in beliebig gewünschter, vorher genau rechnungsmäßig festgelegter Weise, an der Kraftübertragung teilnahmen; besonders wertvoll hierbei war, daß die Spannungsverteilung sich in jedem Augenblick der Wiederherstellung genau prüfen und regeln ließ, ein Vorzug des Eisenbaues, der kaum einer anderen Bauweise zuzuerkennen sein dürfte.

[1]) Vgl. auch „Die Wiederherstellung der Brücke über die Donau bei Cernavoda durch die MAN, Werk Gustavsburg", Zeitschr. d. Ver. deutsch. Ing., 1920. Heft 1 und 3.

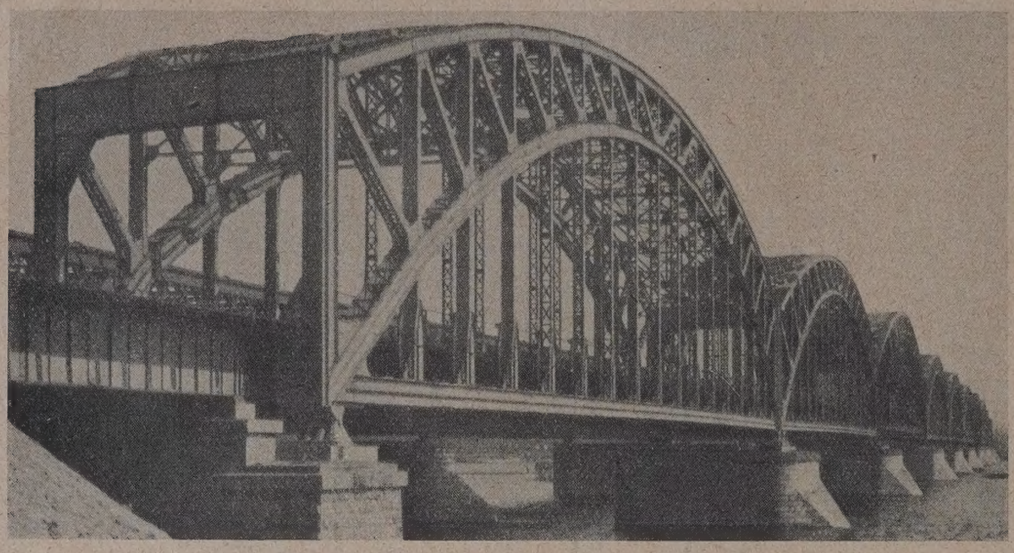


Abb. 2. Gesamtansicht der Brücke vor der Zerstörung vom westlichen Ufer (Thorensberg) aus.

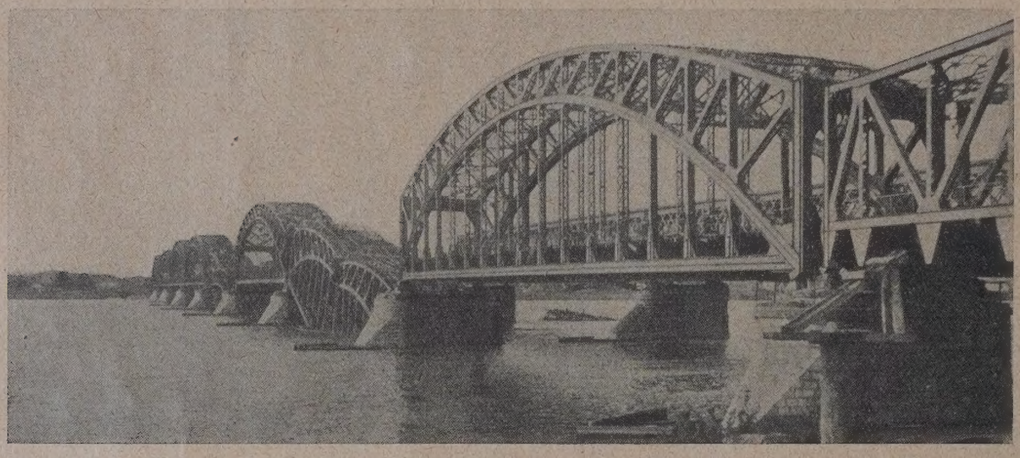


Abb. 4. Gesamtübersicht der gesprengten Brücke vom östlichen Ufer (Riga) aus.

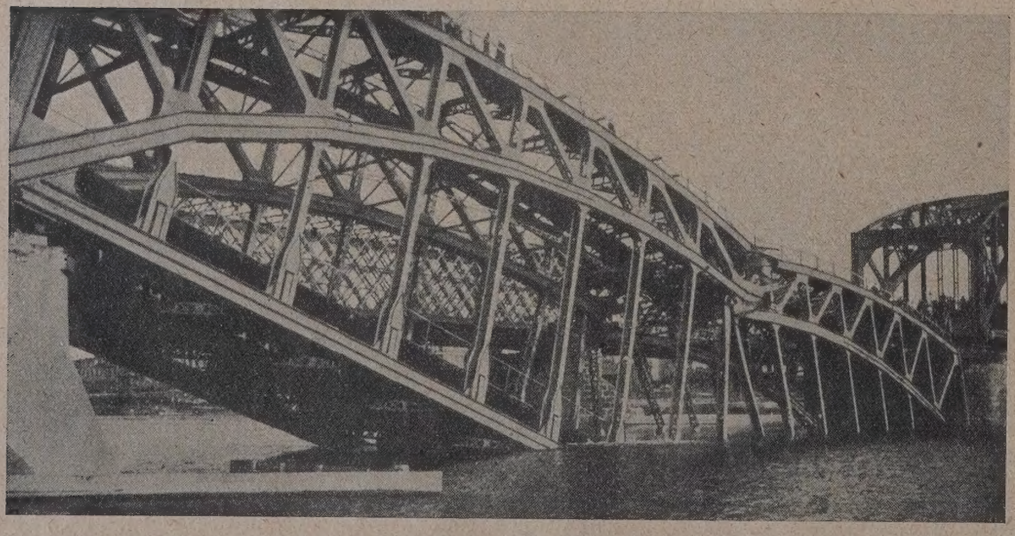


Abb. 5 Gesprengter Überbau VII.

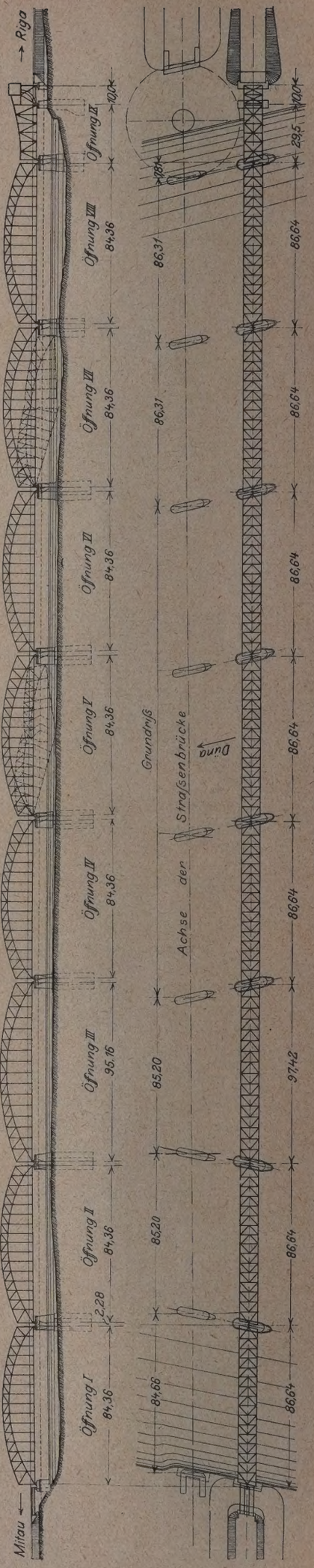


Abb. 3 Gesamtübersicht

Bei dem Mangel an geeignetem Gerät mußte jedoch selbst bei einfacheren Aufgaben von einer Ausführung der Arbeiten durch die Truppe abgesehen und die Eisenbauindustrie herangezogen werden. Im Laufe des Krieges wurde das Unterwasserschneideverfahren immer weiter ausgebildet und es wurden sogar besondere Abteilungen hierfür aufgestellt; diese sowie auch die Eisenbahntruppen wurden auch mit hydraulischen Hebeböcken ausgerüstet. Hierdurch war das beim Heben gesprengter eiserner Brücken erforderliche Handinhandarbeiten von Aufräumen und Entwirren der Trümmer und eigentlicher Hebearbeit ermöglicht und es wurden denn auch im Laufe des Krieges eine Anzahl bemerkenswerter Brückenhebungen durch die Truppe selbst ausgeführt, so z. B. bei Warschau.

Allmählich bildete die Hebung und Wiederbenutzung abgestürzter eiserner Tragwerke nicht die Ausnahme, sondern geradezu die schon mit Rücksicht auf die Rohstofflage der Heimat stets angestrebte Normallösung. An manchen Brückenstellen, an denen es sich um besonders bedeutende Bauwerke oder besonders schwierige örtliche Verhältnisse handelte, war freilich mit der Anwendung einfacher Hebeböcke, welche auf allmählich erhöhten Holzstapeln standen, nichts zu erreichen; vielmehr mußten, wie bei Mosty und bei der Narewbrücke bei Bialystock, besondere Gerüste errichtet werden, an denen die Tragwerke aufgehängt wurden und von denen aus dann die Hebung vor sich ging. Derartige Bauausführungen waren naturgemäß der Truppe unmöglich und erfolgten durch Eisenbauunternehmungen. Die bedeutendste Ausführung dieser Art war wohl die Wiederherstellung der Brücke über die Düna bei Riga durch das Werk Gustavsburg der Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg A.-G.

Die Verbindung der beiden rechts und links der hier etwa 800 m breiten Düna gelegenen Stadtteile von Riga erfolgte durch drei Brücken, eine Schiffbrücke, welche aber schon im Jahre 1915 von den Russen abgeschleppt und durch eine feste Holzbrücke ersetzt wurde, eine aus dem Jahre 1875 stammende eiserne Gitterbrücke und endlich, nur 30 Meter oberhalb davon, eine erst unmittelbar vor dem Kriege, im Jahre 1914, dem Betrieb übergebene zweigleisige Eisenbahnbrücke. Die Gitterbrücke war ursprünglich ebenfalls für den Eisenbahnverkehr benutzt und, wie häufig in Rußland, für den Straßenverkehr umgebaut worden (Abb. 1), nachdem die neue Brücke in Betrieb genommen war. Diese (Abb. 2 u. 3) besitzt acht Hauptöffnungen, von denen sieben eine mittlere Weite von 84,36 m und die Öffnung III eine solche von 95,16 m besitzt. Auf dem linken Ufer selbst befindet sich eine durch Blechträger überbrückte Nebenöffnung von 13 m Weite, während noch im Strome, am rechten Ufer eine Klappbrücke von 29,50 m Haupt- und 10 m Nebenöffnung anschließt. Die großen Stromöffnungen sind durch Zweigelenkbögen mit Zugband überspannt.

Oberhalb der Brücke besteht die Düna aus drei Armen, der eigentlichen Düna, dem Lutzausholmschen und dem Bankausholmschen Dünaarm. Die den ersteren von der eigentlichen Düna trennende Insel reicht fast unmittelbar an die Brücke heran (vergl. Abb. 1). Da außerdem die Düna sich unterhalb der Brücke infolge der natürlichen Uferführung und infolge von Einbauten am linken Ufer verengert, entsteht eine Stromführung, welche an beiden Ufern das Wasser nach der Strommitte drängt. Infolgedessen sind die Pfeiler der Hauptöffnungen nicht winkelrecht zur Brückenachse, sondern

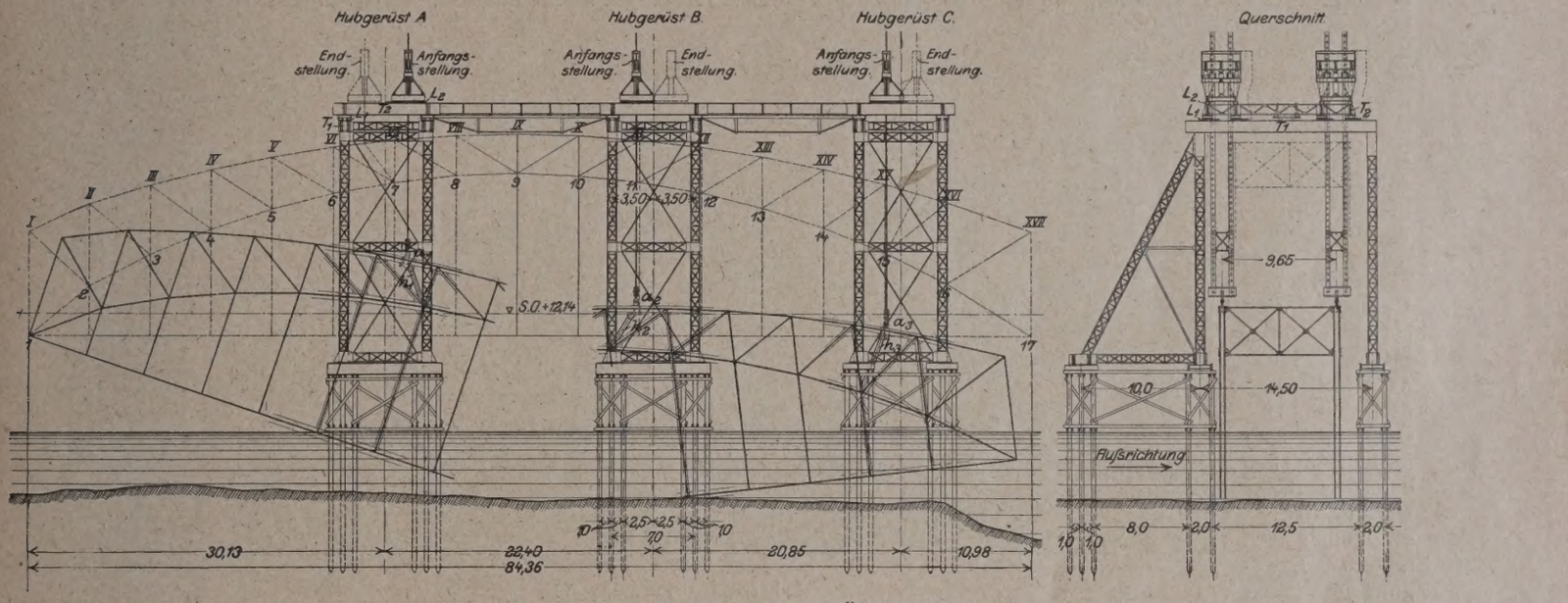


Abb. 6. Anordnung der Hubgerüste für Öffnung VII.

in der ersten und zweiten Öffnung dem linken, in der vierten bis achten Öffnung dem rechten Ufer parallel gestellt (vergl. Abb. 3). In der dritten Öffnung, in welcher die Pfeilerrichtung demnach wechselt, ergibt sich hieraus für den oberstrom liegenden Hauptträger eine größere Stützweite als für den unterstrom gelegenen. Die Querträger sind, mit Ausnahme der Endquerträger, in sämtlichen Öffnungen senkrecht zur Brückenachse gestellt.

Am 3. September 1917 fiel Riga. Trotzdem, wie der Heeresbericht meldete, „der Russe seinen ausgedehnten Brückenkopf westlich der Düna und Riga in größter Eile geräumt hatte", fand der Feind doch noch Zeit, sowohl die Gitterbrücke wie die in der wichtigen Nachschublinie Mitau—Riga liegende neue Brücke gründlich zu zerstören. Die alte Gitterbrücke wurde sofort durch Eisenbahntruppen aufgeräumt und für Straßen- und eingleisigen Eisenbahnverkehr behelfsmäßig wiederhergestellt.

An der neuen Brücke waren zwei Grade der Zerstörung zu unterscheiden, denen entsprechend auch die Art der Wiederherstellung sich unterschied. Die Tragwerke der fünften und siebenten Öffnung, vom linken Ufer aus gerechnet, waren vollständig durchschlagen und herabgestürzt, während diejenigen der vierten, sechsten und achten Öffnung zwar Beschädigungen einzelner Stäbe aufwiesen, trotzdem aber ihren Zusammenhang gewahrt hatten und auf den Auflagern liegen geblieben waren. (Abb. 3 u. 4).

Die kleine Anschlußbrücke, die Klappbrücke und die drei ersten Öffnungen vom linken Ufer aus waren unbeschädigt geblieben.

Mit Rücksicht auf den Zustand der nur behelfsmäßig wiederhergestellten alten Brücke wurde von vornherein bald nach Besetzung der Stadt eine Wiederherstellung der neuen Brücke in Aussicht genommen und nach an Ort und Stelle stattgefundener Besprechung durch den Feldeisenbahnchef der Auftrag hierzu der Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg, Werk Gustavsburg, erteilt.

Der Wahl der Wiederherstellungsart lagen folgende Erwägungen zugrunde. Mit Rücksicht auf die Lage der Walzeisenerzeugung in der Heimat war es erwünscht, von den vorhandenen Überbauten so viel als möglich wieder zu verwenden. Der Zustand der Öffnungen IV, VI und VIII ließ die vollständige Wiederverwendung bei geeigneter Art der Wiederherstellung ohne weiteres zu; bei den Öffnungen V und VII war es an sich zweifelhaft, ob eine Hebung der Brücken in Betracht käme oder ob es nicht zweckmäßiger wäre, die eingestürzten Tragwerke aufzuräumen, inzwischen daneben, seitlich der Brückenachse, auf einer Rüstung vollständig neue Überbauten aufzustellen und diese dann in die Öffnung einzuschieben. Neben der Kostenfrage waren jedoch schließlich noch andere Erwägungen ausschlaggebend.

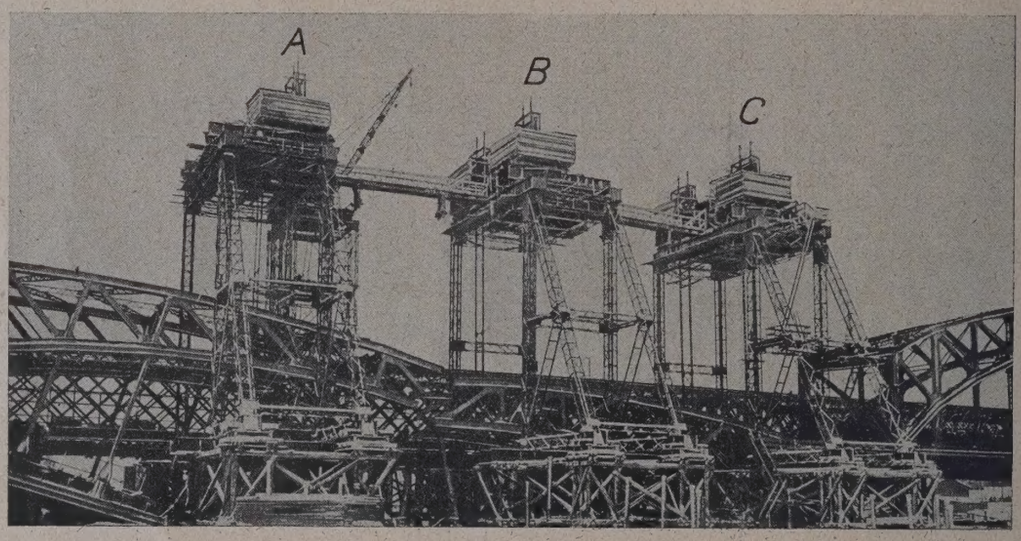


Abb. 7. Hubgerüste für Öffnung VII.

Bei der erwähnten Bauweise hätten die beiden Öffnungen V und VII vollständig durch Rüstungen zugesetzt werden müssen. Bereits im Spätherbst beginnt nun auf der Düna das Eistreiben; das Treibeis setzt sich an der im Strom der Brücke vorgelagerten Insel allmählich fest und bildet häufig eine feste Decke, auf der sich sogar nach allen Richtungen ein Verkehr mit Landschlitten entwickelt. Gegen Ende März kommt dann das Eis zum Aufbruch und Anfang April — als kritischer Tag gilt der 6. April neuen Stils — tritt der etwa zwei Tage währende, meist ganz gewaltige Eismassen führende Eisgang ein. Während desselben dürfen Einbauten im Strome nicht vorhanden sein, durchgehende Rüstungen würden fast mit Sicherheit fortgerissen werden. Das meiste Eis treibt längs der beiden Ufer, Einbauten und Rüstungen in der VII. und VIII. Öffnung waren daher besonders gefährdet. Da nun erfahrungsgemäß Verschiebungen des vorgenannten Zeitpunktes um drei bis vier Wochen früher oder später eintreten können, mußten etwaige Rüstungen spätestens bis zur ersten Hälfte des Monats März entfernt sein; es standen somit im ganzen knapp fünf Monate Bauzeit zur Verfügung, in denen aber bereits teilweise mit Treib- und Packeis zu rechnen war. Mit Rücksicht auf die kurze Zeit und den ganz wesentlich geringeren Eisenverbrauch entschloß man sich, die abgestürzten Überbauten zu heben. Die Art der Wiederherstellung der Öffnungen V und VII unterscheidet sich daher von der der Öffnungen IV, VI und VIII ganz wesentlich. Während hier der Hauptsache nach nur der Ersatz der zerstörten Stäbe erforderlich war, mußten bei jenen zuvor die abgestürzten Träger gehoben werden.

Wiederherstellung der Öffnung VII.

a) Die Hebung.

Wie aus Abb. 5 zu ersehen, war durch Sprengung der Gurtstäbe und Streben der mittleren Bogenfelder das Tragwerk zum Einsturz gebracht; das linke Ende blieb auf dem Pfeiler liegen, während das rechte herabgefallen war. Die beiden Enden der gesprengten Bogenteile hatten sich ineinander verfangen, die Hängestangen des mittleren Teiles, auf denen z. T. die Last des Trägers ruhte, waren ausgeknickt und verbogen; Fahrbahn und Zugband lagen z. T. im Wasser und es konnte zunächst nicht festgestellt werden, ob letzteres seinen Zusammenhalt gewahrt hatte oder zerrissen war, jedenfalls war anzunehmen, daß ein großes Stück desselben nicht mehr benutzbar war und erneuert werden mußte. Da, wie erwähnt, die Brücke schief war, mußten sich die Tragwände beim Absturz ungefähr in zu den Auflagerlinien senkrechten Ebenen drehen; dementsprechend waren denn auch, wie auch aus Abb. 5 zu erkennen ist, die zerstörten Trägerenden aus der Längsachse der Brücke seitlich etwas gegeneinanderverschoben; auch die von den Pfeilern abgestürzten Trägerenden waren seitlich ausgewichen. Bei der Hebung waren außer der senkrechten Bewegung nach oben Verschiebungen in der Längs- und Querrichtung auszuführen, um die Brücken wieder in die richtige Lage zu bringen.

Zur Ausführung der Hebung wurden die Trägerstücke an drei Hubgerüsten aufgehängt, deren Verteilung über die Öffnung und allgemeine Anordnung aus Abb. 6 ersichtlich ist; sie bestanden im wesentlichen aus 4 senkrechten, seitlich der Brücke stehenden Eckpfosten, welche oben durch Querträger, auf denen die eigentliche Hubvorrichtung ruhte, verbunden waren. Zur Aufnahme seitlicher Kräfte dienten kräftige, schräg nach oberstrom laufende Windstreben, während Längskräfte durch Verstrebung zweier Eckpfosten unter sich aufgenommen wurden (Abb. 7). Das Ganze war auf zahlreichen Pfählen gelagert. Unterstrom, gegenüber den Hubgerüsten, war ein in der Längsrichtung der Brücke verschiebbares Gerüst aufgestellt, welches etwa gleiche Höhe wie jene hatte und oben einen Derrickkran trug, der bei Aufrichtung der Hubgerüste und beim Einbau der Ersatzstäbe verwendet wurde.

Zur Hebung des linken Trägerstückes diente ein in der Nähe der Sprengstelle stehendes Gerüst A, während das noch auf dem Pfeiler befindliche Ende sich bei der Hebung um den Auflagerpunkt drehte. Für die Hebung des rechten Trägerstückes waren zwei Hubgerüste B und C erforderlich.

In der Querrichtung waren auf zwei gegenüberstehende Pfosten der Hubgerüste je 2 noch durch aufgelegte Gurtplatten verstärkte Differdinger Träger Nr. 100 gelegt (Abb. 6 u. 8, T_1); die oberen Gurtplatten waren oben versenkt genietet und dienten als Laufbahn für die die Querverschiebung ermöglichenden Rollen L_1. Auf diesen ruhten mittels der Verteilungsroste Z in der Brückenlängsrichtung liegende, ebenfalls durch Gurtplatten verstärkte Differdinger Träger Nr. 100 (T_2),

welche die Rollen L_2 für die Längsverschiebung trugen. Die Querverschiebung erfolgte durch wagerecht gestellte Hubschrauben von 16 t Tragkraft, welche sich einerseits mittels Holzfutters gegen die Verteilungsroste Z, anderseits gegen Holzschwellen H legten, die an die Obergurte der Querträger T_1 angeklemmt waren und, der Verschiebung folgend, verlegt werden konnten. Ähnlich war die Vorrichtung für die Längsverschiebung ausgebildet.

Auf den so entstandenen Quer- und Längsverschubbahnen ruhte die eigentliche Hebevorrichtung mittels der Träger T_3 (I55 B). Diese waren

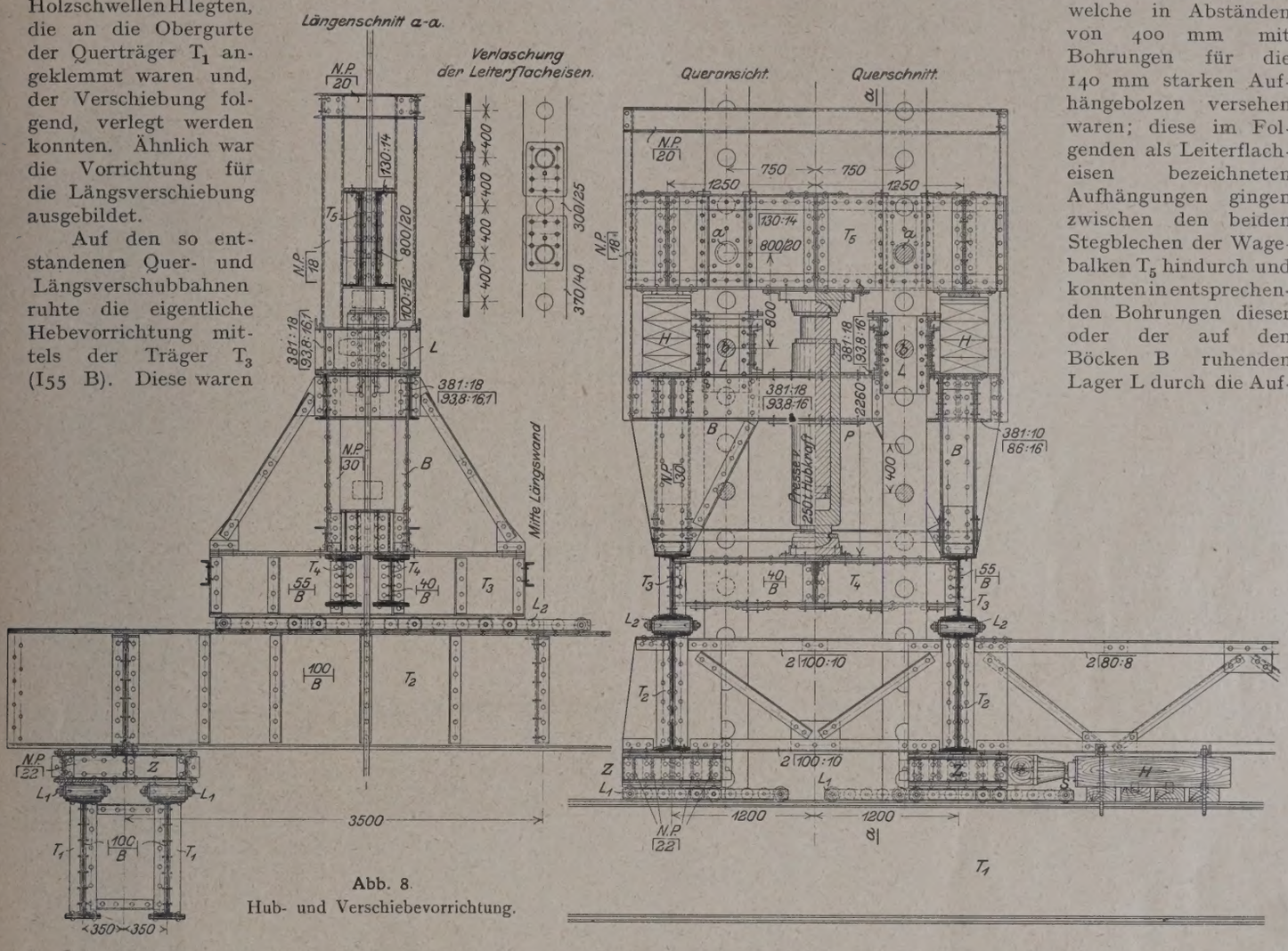


Abb. 8.
Hub- und Verschiebevorrichtung.

durch zwei Querträger T_4 (I 40 B) verbunden, welche die Presse P trugen, die eine Hubkraft von 250 t bei einer Hubhöhe von nahezu 1 m besaß. Sie wirkte oben auf einen Wagebalken T_5, welcher aus zwei in einem Lichtabstand von 130 mm stehenden Stegblechen mit einseitig angesetzten Gurtwinkeln bestand. Unter den Seitenenden des Wagebalkens T_5 wurden mit fortschreitender Hubhöhe allmählich erhöhte Holzstapel H aus Lagen dünner Bretter errichtet, um bei einem etwaigen Versagen der Pressen gegen ein völliges Absinken oder gar Abstürzen der Last gesichert zu sein. Diese Holzstapel ruhten auf seitlich der Presse vorbeigehenden, halbrahmenförmigen Böcken B, welche auf den Trägern T_3 standen.

Die Aufhängung der zu hebenden Trägerstücke erfolgte an Flacheisen von 370 mm Breite und 40 mm Stärke, welche in Abständen von 400 mm mit Bohrungen für die 140 mm starken Aufhängebolzen versehen waren; diese im Folgenden als Leiterflacheisen bezeichneten Aufhängungen gingen zwischen den beiden Stegblechen der Wagebalken T_5 hindurch und konnten in entsprechenden Bohrungen dieser oder der auf den Böcken B ruhenden Lager L durch die Aufhängebolzen festgesteckt werden. Um bei nicht genau zentrischer Wirkung der Pressen eine ungleichmäßige Hebung und ein Verkanten des Wagebalkens T_5 zu verhüten, waren die beiden zu einem Aufhängepunkte gehörigen Leiterflacheisen in der Nähe der unteren Enden durch leicht versetzbare Verstrebungen verbunden (Abb. 9). Am unteren Ende waren die Leiterflacheisen aufgelöst in zwei Flacheisen, deren Bolzenlöcher jedoch nicht einen Abstand von 400 mm, sondern nur von 300 mm aufwiesen; durch Benutzung der verschiedenen Löcher beim Anstecken ließen sich Längenänderungen der Auf-

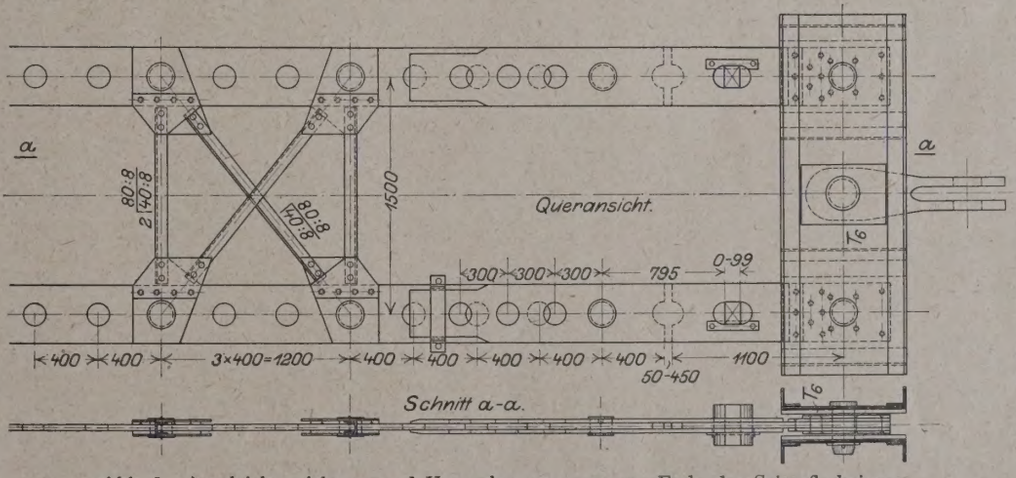


Abb. 9. Ausgleichverrichtung und Verstrebung am unteren Ende der Seitenflacheisen.

hängung von 100 mm erreichen Es war dies notwendig, da naturgemäß beide Tragwände der Trägerstücke nicht gleich hoch lagen, sondern beim Absturz sich so verkantet hatten, daß die eine Wand etwas höher lag als die andere.

Eine noch feinere Höheneinstellung der Aufhängepunkte, welche Ausgleiche in Abstufungen von 1 mm ermöglichte, war folgendermaßen erreicht. Die untersten Stücke der Aufhängeflacheisen bestanden wieder aus einem Blech 370×40. Dieses und die Doppelflacheisen waren nun nicht durch kreisförmige, sondern durch zwei Halbbolzen verbunden, zwischen deren Hälften sich Ausgleich-Stärkeplatten von 1 mm bis zu 99 mm legen ließen. Die untersten Endstücke der Aufhängung trugen mittels Bolzen von 140 mm ⌀ ein dem Wagebalken ähnliches Querhaupt (T_6), welches in der Mitte den als Kreuzgelenk ausgebildeten Aufhängebügel trug.

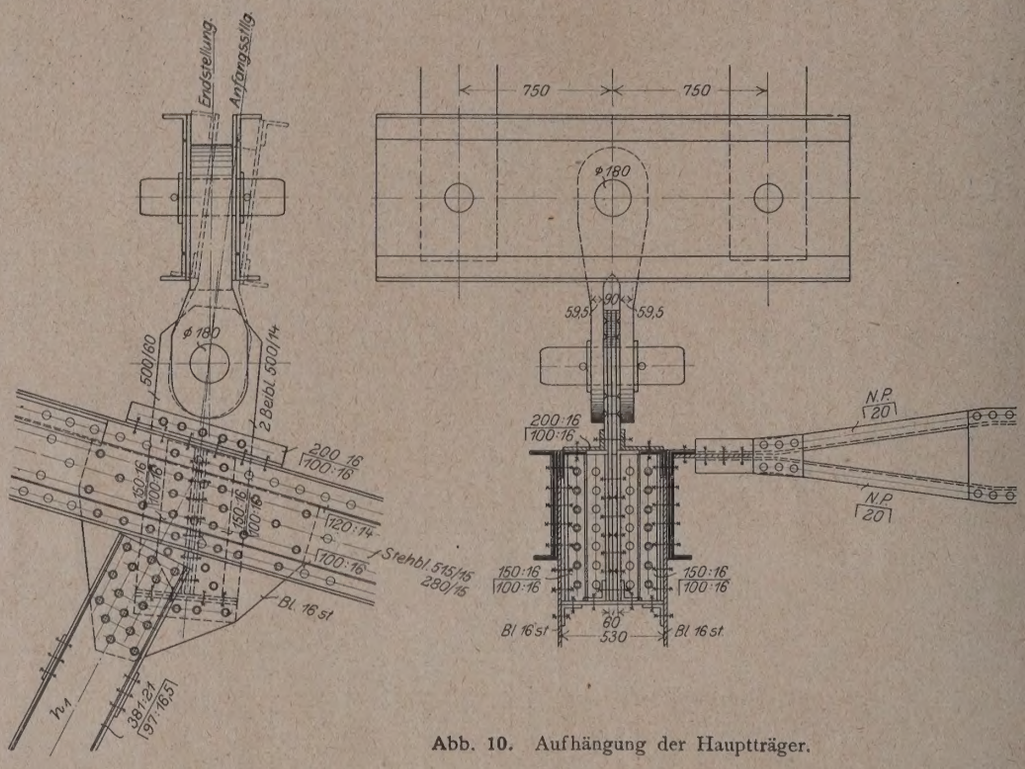


Abb. 10. Aufhängung der Hauptträger.

Dieses Kugellager war durch ein untergebautes Rollenlager längsbeweglich gemacht, um nach erfolgter Hebung das Trägerstück wieder über die Auflagerachsen bringen zu können. Behufs Einbringung des Kugellagers und Absetzung auf die endgültigen Auflager nach erfolgter Hebung und Verschiebung waren unter dem Endquerträger hydraulische Pressen angebracht. Außerdem war der Endquerträger an der Nebenöffnung verankert, um das Abrutschen des Trägerteiles zu verhüten.

Im einzelnen war der Hubvorgang folgender (Abb. 8): Beim Beginn des Hebens waren die Leiterflacheisen mittels der Bolzen a am Wagebalken T_5 aufgehängt, das Loch b war frei; nachdem 400 mm angehoben waren, konnte der Bolzen b eingebracht und hierauf der Bolzen a entfernt werden. Die Brücke hing mittels der Leiterflacheisen nunmehr an dem Lager L, die Presse P mit dem Wagebalken T_5 konnte nach Abbau der Holzstapel abgelassen und der Wagebalken mit

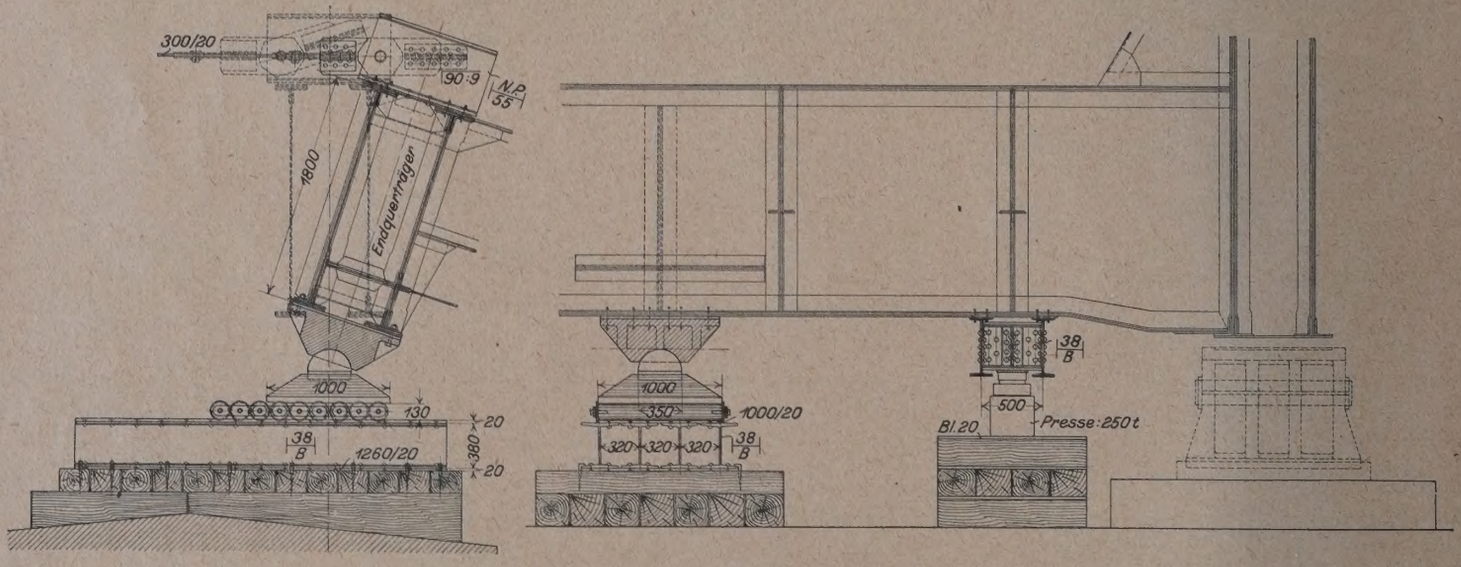


Abb. 11. Behelfslagerung und Verankerung des Endquerträgers.

Die Lage der Aufhängepunkte, welche den Einbau von Hilfsstäben h_1, h_2 erforderlich machte, ist aus Abb. 6 ersichtlich, die Einzelheiten eines solchen Aufhängepunktes zeigt Abb. 10.

Wie bereits erwähnt, waren die Trägerstücke infolge des schiefen Endabschlusses der Brücke beim Absturz aus der Längsachse geraten und mußten zurückgedreht werden. Damit sowohl hierbei wie beim Heben selbst an den Auflagern keine Zwängungen eintreten konnten, wurde unter den Endquerträger des linken Teiles ein Kugellager gesetzt (Abb. 11). dem nächst tieferen Loch der Leiterflacheisen verbunden werden, worauf der Vorgang nach Lösung der Bolzen b von neuem beginnen konnte.

Mit zunehmender Hebung ragten die Leiterflacheisen nach oben immer weiter über die Hebegerüste hinaus; da sie aus mehreren, der Länge nach zusammengelaschten Stücken bestanden, konnten die überstehenden Enden durch Lösung der Laschenverbindungen oder auch durch Abbrennen entfernt werden.

Die größte an einem Punkte zu hebende Last betrug

rd 170 t, so daß die Hauptpresse mit reichlicher Sicherheit arbeitete; dies war deshalb von Wert, weil die Ermittlung der zu hebenden Last z. T. schätzungsweise erfolgen mußte. Während sich das Gewicht der Brückenkonstruktion natürlich genau ermitteln ließ, war nämlich nicht festzustellen, ob infolge Belastung der im Wasser liegenden Fahrbahn durch Sand, Schlick usw. nicht eine erhebliche Zusatzlast zu heben war, weshalb auch schon bei Berechnung der zu hebenden Last zu dem ermittelten Brückengewicht reichliche Sicherheitszuschläge gemacht wurden. Es ergab sich jedoch später bei der Hebung, daß die Auflagerungen auf der Fahrbahn bei weitem nicht so stark waren, als man gefürchtet hatte.

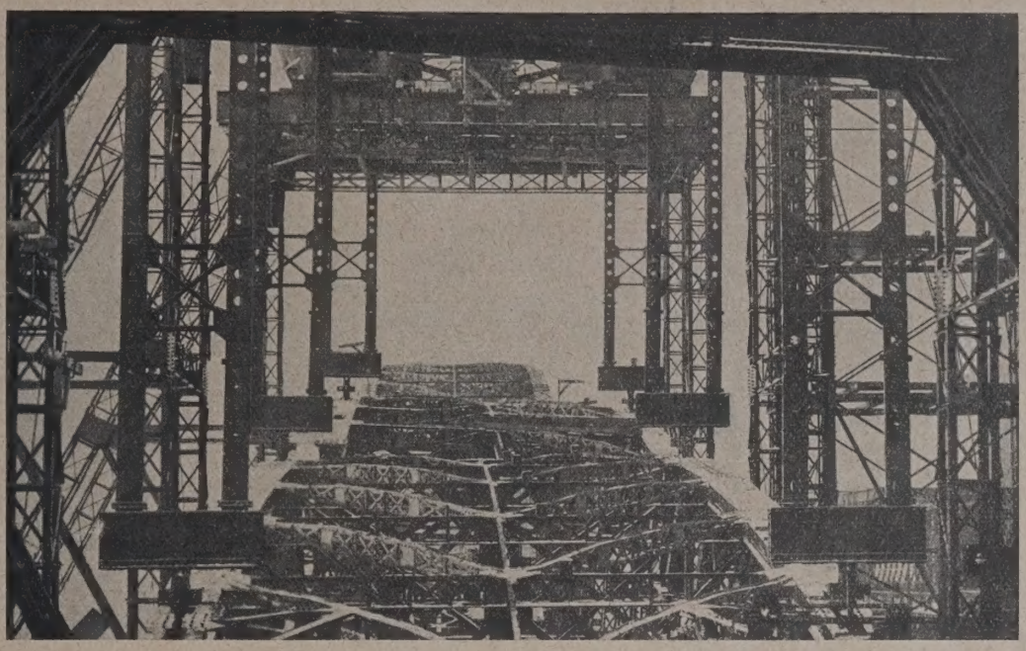


Abb. 12. Überbau VII während der Hebung.

Der Gesamtvorgang der Hebung der Öffnung VII gestaltete sich folgendermaßen. Nachdem die Trägerstücke an den Hubgerüsten aufgehängt und die ineinander verzwängten Stabenden der zerstörten Mittelstäbe beseitigt waren (Abb. 7), wurden für das Zugband und die Fahrbahn an Stelle der stark ausgeknickten und beschädigten Hängestangen provisorische Aufhängungen geschaffen. Nunmehr wurde mit dem Heben gleichzeitig an allen Aufhängepunkten begonnen. Während des Hebens verschob sich, da, wie vorausgesetzt war und sich später als richtig erwies, das Zugband nicht zerrissen war, die linke Bogenhälfte auf dem in Mitte des Endquerträgers behelfsmäßig eingebauten beweglichen Lager nach links, u. zw. so weit, daß die Endpfosten (1) an die der Nachbaröffnung VI anstießen, ein weiteres Heben also infolge Einklemmens der Brücke zwischen dieser und dem Pfeiler bei (17) zunächst unmöglich war. Es wurden daher beide Hälften mittels Durchschneidens der sie verbindenden Teile, also des Zugbandes und der Fahrbahn, voneinander getrennt und nunmehr jede für sich unter Ausführung der notwendigen Längs- und Querverschiebungen gehoben und auf die Lager abgesetzt.

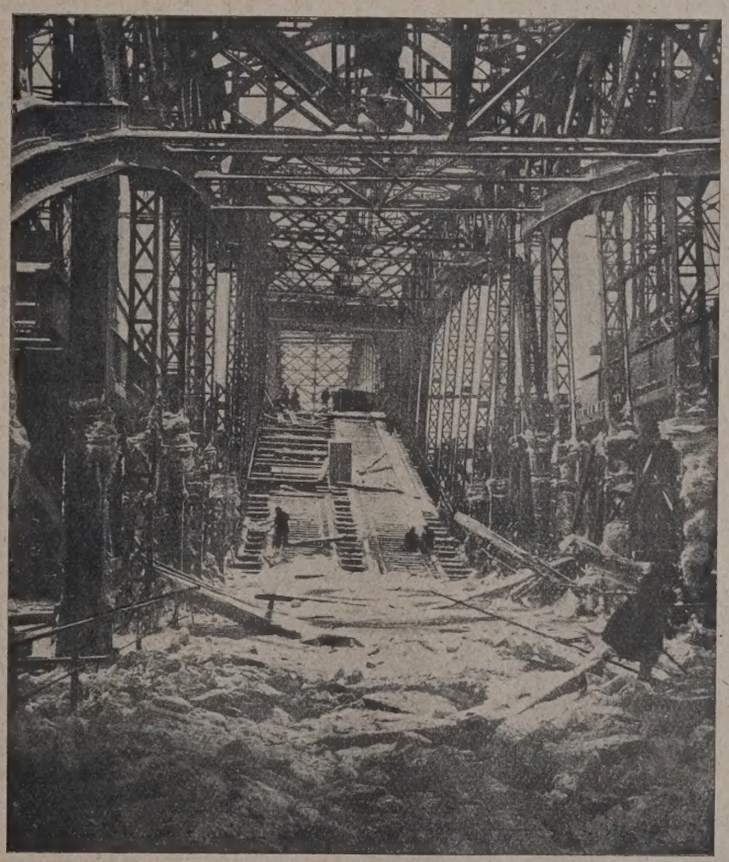


Abb. 13. Blick in die Öffnung VII während der Hebung.

Darstellungen der Hebungsvorgänge der Öffnung VII nach photographischen Aufnahmen zeigen die Abb. 12—14; insbesondere sind in Abb. 12 die sechs Aufhängungen deutlich zu erkennen, während Abb. 13 eine Anschauung von dem Zustande der aus dem Wasser gehobenen Fahrbahn gibt. Die Hebung wurde am 3. Januar begonnen und bis zum 10. Januar beendet. Die Temperatur sank in dieser Zeit bis zu 20^0 Kälte; als Preßflüssigkeit wurde Floriaglyzerinersatz ohne Wasserzusatz verwendet. Die höchste an einem Tage erreichte Hubleistung betrug hierbei 2,84 m, die Gesamthubhöhe rd 14 m, so daß die durchschnittliche Tagesleistung etwa 1,75 m betrug.

b) Die Wiederherstellung des zerstörten Tragwerkes.

Nachdem die Hebung vollendet und die Brückenhälften auf die Auflager abgesetzt waren, konnte zunächst das Hubgerüst c (Abb. 6) entfernt und dadurch ein Einbau der freien Öffnung beseitigt werden. Die beiden Bogenhälften hingen nunmehr nur je an einem Hubgerüst. Wär ein diesem Zustande der frühere Zweigelenkbogen wiederhergestellt und erst nach vollkommen fester Vernietung aller Teile freigesetzt worden, so hätten in den Aufhängepunkten a_1 und a_2 nach der Freisetzung Kräfte gewirkt, welche der Größe nach gleich den Aufhängekräften waren, auf die Träger aber als Lasten wirkten; der Zweigelenkbogen hätte also in der Nähe der Mitte erhebliche Einzellasten aufzunehmen gehabt. Um dies zu vermeiden, wurde zunächst im Obergurtknoten IX ein Behelfsgelenk eingebaut, der Untergurtknoten 9 offen gelassen und der Bogen freigesetzt. Er wirkte also für die ständige Last als Dreigelenkbogen, war somit statisch bestimmt und sein Kräftespiel unabhängig von der Art

Abb. 14. Überbau VII nach der Hebung.

der Montage; als Dreigelenkbogen wich er in der Kräfteverteilung von dem ursprünglichen Zweigelenkbogen nur unwesentlich ab. Nach der Freisetzung wurde dann das Gelenk vernietet und der Untergurtknoten geschlossen, sodaß das Tragwerk für die Verkehrslasten nunmehr als Zweigelenkbogen anzusprechen ist.

Eine Darstellung des Behelfsgelenkes gibt Abb. 15. Die zerstörten mittleren Gurtstäbe, Streben und Pfosten des Bogens wurden durch Stäbe gleichen Querschnittes ersetzt. Im Obergurtknoten IX wurden sämtliche Teile der Gurtquerschnitte gestoßen. Durch die Gurtstegbleche, Knotenbleche und senkrechten Stoßlaschen wurde ein Bolzen von 180 mm ∅ wagerecht durchgesteckt; die Laschen und Knotenbleche wurden nur mit dem links von IX liegenden Gurtstabe fest vernietet; rechts von den Knoten IX wurden die Niete vorläufig durch Bolzen von 23½ mm ∅ ersetzt, während die Löcher mit einem Durchmesser von 24½ mm gebohrt waren, den Bolzen also einen Spielraum von 1 mm gewährten. Einzelne, vom Drehpunkt weiter entfernte Löcher, welche eine größere Beweglichkeit erforderten, wurden als Langlöcher 23½ mm × 25 mm ausgeführt und erhielten Bolzen von 23½ mm ∅. Nach dem Freisetzen wurden die Löcher auf 26 mm ∅ aufgerieben und vernietet. Die Windknotenbleche wurden geteilt ausgeführt, die wagerechten Laschen einseitig vernietet und auf der andern Seite durch schwächere Bolzen angeschlossen. Nach dem Freisetzen wurden sämtliche Bolzen durch Niete ersetzt, welche gleichen Durchmesser wie die Löcher hatten.

Ähnlich wurde die Beweglichkeit des Untergurtknotens 9 bis zum Freisetzen gewahrt; hier wurde z. T. eine größere Beweglichkeit nach der einen Richtung dadurch erzielt, daß die Löcher in den Stegblechen und Winkeln des Untergurtstabes rechts vom Knoten 20½ mm ∅ erhielten. während diejenigen in den mit dem linken Stabe fest vernieteten Laschen 25 mm ∅ hatten und gegen jene so weit exzentrisch saßen, daß die Lochränder sich an einer Seite deckten. Bei einer Bolzenstärke von 20½ mm ergab sich somit eine Beweglichkeit von 4½ mm. Das Gleiche wurde teilweise erzielt durch Langlöcher. Sämtliche Löcher wurden dann später auf 26 mm ∅ aufgerieben und fest vernietet.

Das Zugband der Öffnung VII lag vor der Hebung z. T. im Wasser und unter Schlick und es war daher nicht vorauszusehen, wieviele und welche Teile zu ersetzen waren. Um jedoch mit der Anfertigung in der Werkstatt sofort beginnen zu können, wurden für die zu ersetzenden Zugbänder sämtlicher Öffnungen Einheitsstücke hergestellt, welche durchweg den gleichen Querschnitt, die gleiche Länge, überhaupt untereinander vollkommen gleiche Ausführung erhielten (Stücke III in Abbildungen 17 a—c); die Stücke III a unterscheiden sich von den Stücken III nur durch den Anschluß für den Bremsverband. Der Querschnitt der Ersatzteile des Zugbandes wurde gleich dem ursprünglichen gewählt. Während jedoch dieser die in Abb. 16 b dargestellte ungünstige Stoßanordnung hatte, wurde für die neuen Teile der gedrungenere und für den Einbau günstigere Stoß nach Abb. 16 a gewählt. Die ersten und die letzten zu ersetzenden Zugbandfelder, die sogenannten Über-

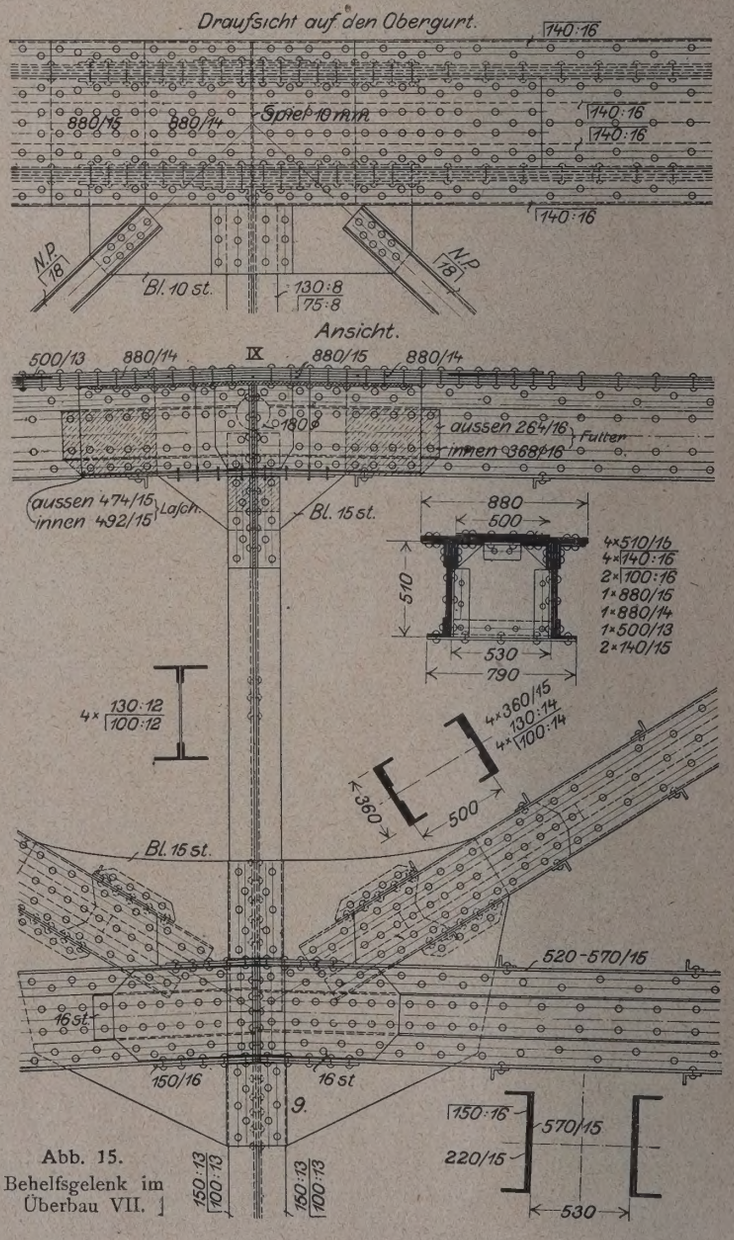
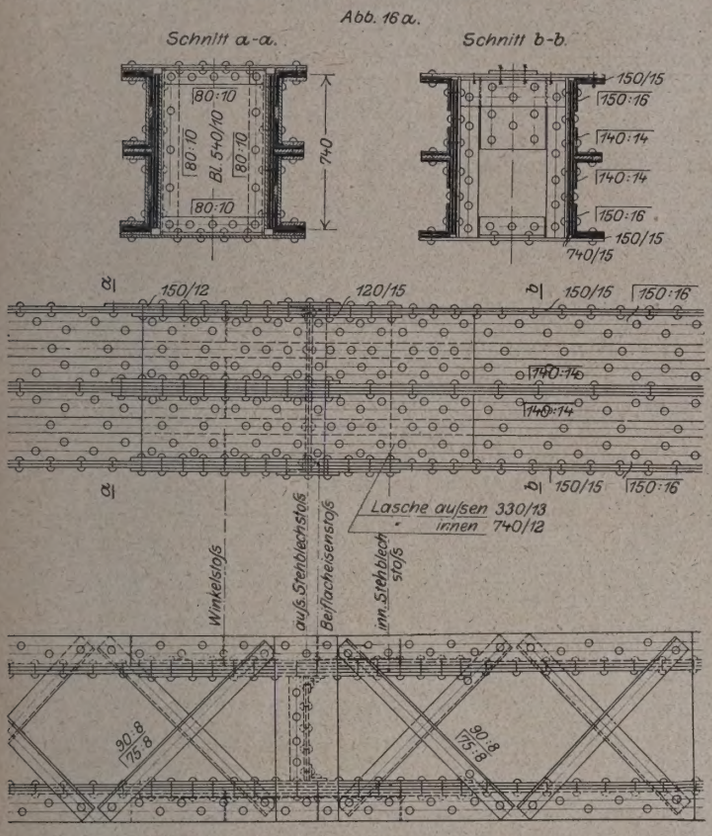
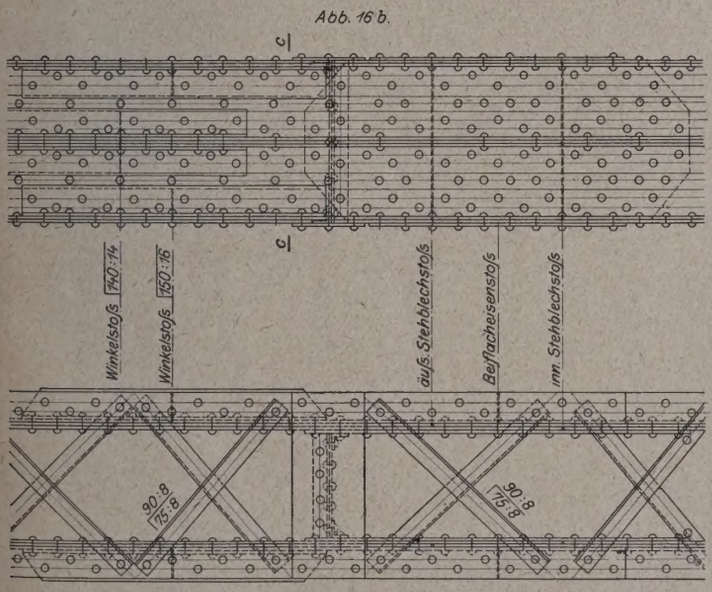


Abb. 15. Behelfsgelenk im Überbau VII.

gangsfelder, mußten sich daher von den Einheitsfeldern dadurch unterscheiden, daß sie an dem einen Ende den alten, am andern den neuen Stoß erhielten.





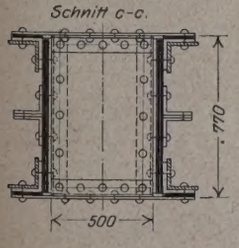


Abb. 16.
Stoßausbildung des Zugbandes in Überbau VII.

Diese Anordnung bot den Vorteil, daß, selbst wenn ein Teil des Zugbandes unter Wasser lag und daher noch nicht festzustellen war, wie weit er ersetzt werden mußte, die Ersatzteile trotzdem bereits in der Werkstatt in Angriff genommen werden konnten. Waren in der einen Öffnung mehr Teile zu ersetzen, als für diese vorgesehen war, so konnten für

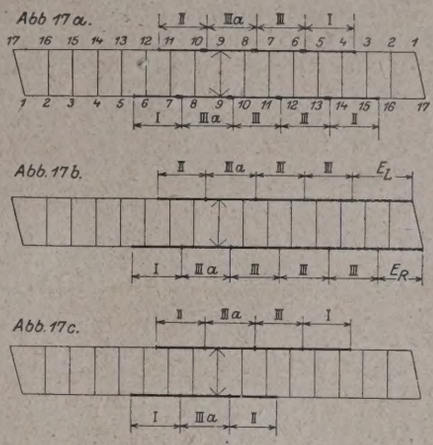


Abb. 17.
Anordnung der Ersatzteile für das Zugband des Überbaues VII.

andere Überbauten bestimmte Einheitsstücke verwendet werden, während umgekehrt etwa in der einen Öffnung überzählige in einer andern Verwendung finden konnten. So wurden z. B. für Öffnung VII zunächst fünf Einheitsfelder und je zwei Übergangsfelder I und II vorgesehen, deren geplante Verteilung Abb. 17 a zeigt. Stellte sich nach der Hebung heraus, daß die noch im Wasser liegenden Endfelder des Zugbandes bis zum Auflagerknoten zerstört wären, so sollte nach Abb 17 b an Stelle der rechten Übergangsfelder I und II je ein weiteres Einheitsfeld III treten, so daß nur nötig gewesen wäre, noch die beiden, den Anschluß des Zugbandes an die Endknoten

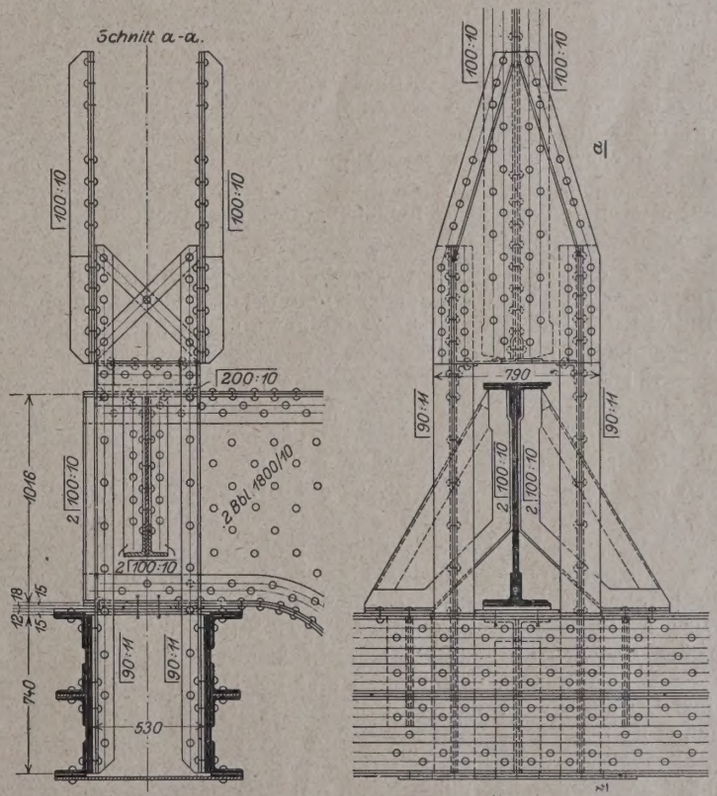


Abb. 18. Aufhängung des Zugbandes an den Hängestangen.

enthaltenden Endstücke E_Z und E_R in der Werkstatt anzufertigen, womit sofort nach Hebung der Brücke und endgültiger Feststellung der Schäden begonnen werden konnte. Die zur

Ausführung gekommene Anordnung, welche statt der in Abb. 17 a vorgesehenen fünf Einheitsstücke nur deren drei erforderte, zeigt Abb. 17 c.

Die Querträger standen ohne Verbindung mit den Hängestangen auf Kipplatten und durch Konsole in der Längsrichtung gestützt auf dem Zugband, während dieses seitlich neben den Querträgern unmittelbar an den Hängestangen aufgehängt war (Abb. 18). An allen Stellen, an denen das Zugband entfernt und ersetzt werden mußte, wurde daher zuvor eine Behelfsaufhängung der Querträger erforderlich.

Außer den zerstörten Stäben der Hauptträger waren noch zahlreiche andere Brückenteile, wie Streben der in der oberen Bogengurtung und in der Zugbandebene liegenden Windverbände, Teile des den Obergurtwindverband in der Längsachse der Brücke stützenden Längsverbandes, Querträger, Endknotenbleche, Bremsverband usw. mehr oder weniger schwer beschädigt und auszubessern oder vollkommen zu ersetzen. Die neu einzubauenden Teile wurden hierbei durchweg in der früheren Weise hergestellt, sodaß die Arbeiten nichts besonders Bemerkenswertes boten. (Schluß folgt.)

EISENBAHN-KRIEGSBAUTEN IM WESTEN.

Auszug aus dem Vortrag von Regierungsbaumeister Tecklenburg, Gera-Reuß, auf der 23. Hauptversammlung des Deutschen Beton-Vereins zu Berlin.

Es wurde erläutert, wie man im Feldeisenbahndienst allmählich zur Ausführung von Betonbauten gekommen ist und welche gewaltigen Leistungen bei den Neubaulinien an der deutsch-belgischen Grenze von den deutschen Baufirmen vollbracht worden sind.

Der Vortragende schilderte an Beispielen, wie zuerst die Truppe Notbrücken bauen mußte, und wie dann nach und nach etwas Dauerhafteres bei dem gewaltigen Eisenbahnverkehr geschaffen wurde unter Heranziehung der deutschen Bauindustrie.

Es wurde dargelegt, wie man auf Grund inzwischen gesammelter planmäßiger Erfahrungen bei der Wiederherstellung von Brücken vorgegangen ist und verschiedene Lichtbilder von sehr interessanten Bauwerken gezeigt.

Ausführlicher streifte der Vortragende den Werdegang der Brücke über das Oisetal bei Blanges (Hirson), um sich alsdann den großen Bauaufgaben an den Neubaulinien Gouvy—St. Vith, Vielsalm—Born und Aachen—Tongres zuzuwenden.

Man wollte von vornherein Friedenswerte schaffen, allerdings mit einer kriegsmäßigen Beschleunigung, man war ferner bemüht, möglichst viele leistungsfähige Firmen verschiedener Art zur Bewältigung der großen Arbeiten heranzuziehen, und so sind eiserne und steinerne Bauwerke und Eisenbetonbauwerke nebeneinander zur Ausführung gekommen.

Bei der Materialfrage wurden die Schwierigkeiten erläutert, und es wurde besonders betont, daß man in dieser Hinsicht im besetzten Gebiet durchaus nicht „barbarisch" vorgegangen ist.

Bei der Behandlung der einzelnen wichtigen Bauwerke hörte man den Namen des Erbauers, man erkannte den Umfang der Arbeiten einzelner technischer Besonderheiten und auch manche Schwierigkeiten, die während des Baues zu bewältigen waren. Es wurde kurz der Zweck der Brücke geschildert und die Lichtbilder zeigten wichtige Zeitabschnitte während des Baues und den fertigen Zustand.

Mit entsprechenden Erläuterungen wurden vorgeführt die Straßenbrücken an den Bahnhöfen Bastogne und Gouvy. Wir verfolgten die Neubaulinie Gouvy—St. Vith, wie sie auf großen Brücken überschreitet: die Staatsstraße bei Beho, die Täler bei Braunlauf, bei Weisten und bei Neundorf, die Provinzialstraße bei St. Vith und die Hohevennbahn südlich des Bahnhofs St. Vith.

Dann erläuterte der Vortragende die beiden großen Viadukte an der Neubaulinie Vielsalm—Born, die große Brücke über die Hohevennbahn nördlich des Bahnhofs Born und den schönen Talübergang dicht bei Vielsalm.

Sodann kam Redner zu der technisch bedeutenden Neubaulinie Aachen—Tongres, die bei dem bergigen Gelände für den Techniker eine Quelle des Reichtums ist. Erwähnt wurden die Kreuzungsbauwerke bei Vise (Hollandbahn) und bei Moresnet (Verbindung nach dem Ronheider Tunnel).

Im Ort Nederheim ist in der Nähe der Dorfkirche eine gefällige Brücke erbaut.

Es wurde auch berichtet, wie unter dem Friedhof in Glous die „Barbaren" bemüht gewesen sind, die Ruhe der Toten zu achten.

Sodann wurde an Bildern gezeigt, in welch einfacher und schöner Weise die Portale der vier Tunnels ausgeführt sind.

Redner erläuterte ferner die gewaltigen Betonbrücken über das Berwinnetal bei Berneau, über den Veursbach bei Fouron-St. Martin und über das Gulptal bei Remersdael.

Im weiteren Verlauf des Vortrages wurden die großen Arbeiten an den Brücken über die Maas und den Maaskanal besprochen, deren eiserne Überbauten auf Betonpfeilern ruhen.

Als letztes Bauwerk brachte der Vortragende das gewaltigste Bauwerk der Kriegsbahnen, die 1162 m lange und 54 m hohe Brücke über das Geultal in der Nähe von Bleyberg, und er meint wohl nicht mit Unrecht, daß dieses Bauwerk unter die Zahl der größten Eisenbahnbrücken der Welt aufzunehmen sei.

Die klaren Bilder ließen schon ohne Erläuterungen erkennen, welche gewaltigen Leistungen hier vollbracht sind.

Redner betonte besonders, daß noch manche beachtenswerte Brücke in Beton gebaut sei, seien doch im ganzen an den drei Linien nicht weniger als 535 000 cbm Beton eingebaut worden.

Alsdann streifte der Vortragende noch mit einigen Worten die Vertragsform, den sogenannten Kolonialvertrag. Er hält diese Form für die einzige damals mögliche und glaubt, daß bei richtiger Auslegung Bauherr und Unternehmer nicht zu Schaden kommen, wenn die erste Bedingung: „gegenseitiges Vertrauen" von beiden Teilen erfüllt wird.

Nur durch das gute Zusammenarbeiten seien bei den Kriegsbahnen die hohen Leistungen erzielt worden, und auf die Intelligenz der deutschen Industrie sei die ganze Welt angewiesen, wenn sie nicht zugrunde gehen wolle.

Redner schloß seinen Vortrag mit den anerkennenden Worten, die Generalfeldmaschall v. Hindenburg anläßlich der Eröffnung der Bahn Aachen—Tongres telegraphisch an die deutschen Firmen gerichtet hat, „die in der Lieferung unübertrefflichen Materials und in der Durchführung großartigster Bauten für die Vollendung des Werkes wetteiferten".

ÜBER DIE SPANNUNGSVERTEILUNG IN EINER DURCH EINE EINZELKRAFT BELASTETEN RECHTECKIGEN PLATTE.

Von Dr.-Ing. A. Nádai, Göttingen.

Die Ermittlung der Gestalt der Mittelfläche einer rechteckigen Platte, welche durch einen gleichmäßig verteilten Druck oder durch eine in einem beliebigen Punkt des Rechtecks angreifende Einzellast nur wenig verbogen wird, bereitet bekanntlich, seitdem das Verfahren von Ritz für derartige Rechnungen der Elastizitätslehre zur Verfügung steht, keine besonderen Schwierigkeiten. Näherungsansätze für die Mittelfläche, welche selbst die Grenzbedingungen verletzen, können mitunter recht brauchbare Ausdrücke für die Form der verbogenen Platte sein. Diese Näherungsausdrücke können für die Bestimmung der spezifischen Spannungen im Falle des gleichförmig verteilten Druckes nutzbar gemacht werden, wenn man nicht vorzieht, sich auf die integrablen Fälle der Rechnung, also vor allem auf gewisse einfache Fälle der Grenzbedingungen zu beschränken[1]). Bei der Bestimmung der Spannungen in einer Platte, auf welche eine Einzelkraft wirkt, treten wegen der raschen Veränderlichkeit der Spannungen in der Umgebung der Angriffsstelle der Last Schwierigkeiten auf. Die entsprechenden Summen der Näherungsausdrücke von Ritz oder die Reihen in den integrablen Fällen der Grenzbedingungen verlieren mit der Annäherung an die Stelle des Lastangriffs ihre Konvergenz[2]). Um den Verlauf der Spannungen bis in die Nähe der Angriffsstelle der Last verfolgen zu können, ist notwendig die in den Spannungen logarithmisch unendlich werdenden Bestandteile der Lösung von den endlich bleibenden zu trennen[3]).

Man hat bisher nicht versucht, den Spannungszustand der durch eine Einzelkraft an beliebiger Stelle belasteten rechteckigen Platte weiter zu zerlegen[4]). Im folgenden soll die Möglichkeit seiner einfachen Analyse für den Navierschen Fall gezeigt werden, in dem die Seiten des Rechtecks keine Durchbiegung erfahren und die Biegungsmomente auf dem Rande verschwinden. Eine derart gelagerte Platte stellt den Grenzfall einer auf ihrem Rande ohne Einspannung gestützten Platte dar, bei welchem die Seiten des Rechtecks gerade bleiben, wozu notwendig ist, daß die Ecken an einem Abheben von ihrer Unterlage verhindert werden[5]). Die Festlegung dieser Grenzbedingungen hat zur Folge, daß das Plattenproblem in zwei Randwertaufgaben gleicher und einfacherer Art, nämlich der Integration der Gleichung $\Delta u = f(x, y)$ mit der Randbedingung $u = o$ zerfällt. Ein weiterer Vorteil, der sich bei der Berechnung der im Innern der Platte wirksamen Spannungen ergibt, ist, daß sich der Formänderungszustand im Rechteck auf den einfacheren in einem unendlich langen Plattenstreifen zurückführen läßt. Es zeigt sich, daß die Spannungen im letzteren aus einer Fläche abgeleitet werden können, deren Ordinaten der mittleren Krümmung der verbogenen Platte proportional sind und welche durch eine winkeltreue Abbildung konstruiert werden kann.

Die Voraussetzungen der Rechnung sind die bei dünnen Platten üblichen und innerhalb ihres Geltungsbereiches durch den Versuch[6]) bestätigten. Bezeichnen w die Durchbiegung an der Stelle x, y der Platte, z den Abstand eines Punktes von ihrer nicht verbogenen Mittelfläche, h ihre Dicke, ν das Verhältnis der Querzusammenziehung zur Längsdehnung, E die Elastizitäts- und $N = Eh^3/12(1-\nu^2)$ die Plattenziffer, so sind die Ausdrücke für die Spannungsmomente und die Schubkräfte, bezogen auf die Längeneinheit der Schnittbreite:

$$\left.\begin{array}{ll} \text{Biegungsmomente} & \left\{\begin{array}{l} m_x = \int \sigma_x z\,dz = -N\left(\frac{\partial^2 w}{\partial x^2} + \nu \frac{\partial^2 w}{\partial y^2}\right) \\ m_y = \int \sigma_y z\,dz = -N\left(\frac{\partial^2 w}{\partial y^2} + \nu \frac{\partial^2 w}{\partial x^2}\right) \end{array}\right. \\ \text{Drillungsmoment} & t = \int \tau_{xy} z\,dz = -N(-\nu)\frac{\partial^2 w}{\partial x\,\partial y} \\ \text{Schubkräfte} & \left\{\begin{array}{l} p_x = \int \tau_{zx}\,dz = -N\frac{\partial \Delta w}{\partial x} \\ p_y = \int \tau_{zy}\,dz = -N\frac{\partial \Delta w}{\partial y} \end{array}\right. \end{array}\right\} \quad (1$$

Der Zusammenhang der Momente in 3 Schnittebenen, deren Normalen die Richtungen x, y und n haben, wird durch den aus dem Mohrschen Spannungsdiagramm folgenden Momentenkreis

$$\left(m_n - \frac{m_x + m_y}{2}\right)^2 + t_n^2 = \frac{(m_x - m_y)^2}{4} + t^2 \quad \ldots \quad (2$$

vermittelt, den man als geometrischen Ort erhält, wenn die zu jeder Schnittrichtung n gehörenden Werte m_n und t_n des Biegungs- und Drillungsmomentes als Abszissen und Ordinaten aufgetragen werden. Die spezifischen Spannungen σ_x, σ_y und τ_{xy} erreichen ihre größten Werte für $z = h:2$ in den Randfasern, τ_{zx} und τ_{zy} für $z = o$ in der Mitte des Querschnittes der Platte, und zwar sind

$$[\sigma_x, \sigma_y, \tau_{xy}]_{max} = \pm\frac{6}{h^2}m_x, m_y, t; \quad [\tau_{zx}, \tau_{zy}]_{max} = \frac{3}{2h}p_x, p_y \quad (3$$

2. Der Plattenstreifen bestehe aus dem Gebiet zwischen den Geraden $x = o$ und $x = a$, die Einzelkraft P wirke im Punkte $x = x_0$, $y = o$. Wenn die Durchbiegung und die Biegungsmomente m_y auf den Geraden verschwinden, ist für $x = o$ und $x = a$ $w = o$, $\Delta w = o$. Die Durchbiegung w des

---

[1]) Zu diesen gehören die beiden Belastungsfälle (gleichmäßiger Druck und die Einzelkraft) für welche Navier (1820) die Lösungen durch Doppelsummen im Rechteck dargestellt hat. De St. Venant hat 60 Jahre später diese Lösungen auf Grund der Kirchhoffschen Theorie der Plattenbiegung eingehend untersucht. Die Doppelreihen von Navier sind bis in die neueste Zeit verwendet worden, trotzdem sie sich zur Darstellung des Verlaufes der Spannungen in der verbogenen Platte (besonders bei der Einzellast) wenig eignen. Im Falle der gleichförmigen Druckbelastung ist die Rechnung dadurch wesentlich verbessert worden, daß der eine Bestandteil der Doppelreihe summiert werden konnte, so daß sich für die Lösung eine einfache Summe ergab.

[2]) Es bietet keine Schwierigkeit, die Naviersche Doppelreihe auch im Falle der Belastung der Platte durch eine Einzelkraft durch eine einfache zu ersetzen, wozu die Mittel in der Theorie der Integralgleichungen zur Verfügung stehen. Diese Reihe liefert brauchbare Ausdrücke für die Durchbiegung und für die Spannungen in größerer Entfernung vom Angriffspunkt der Kraft, sie versagt aber bei den Spannungen in seiner Umgebung. Auf denselben Belastungsfall hat vor kurzem H. Marcus seine Theorie elastischer Gewebe (diese Zeitschrift, 1919, S. 107 u. ff.) angewendet.

[3]) Man kennt von der Biegung der kreisförmigen Platte her die Grundlösung $c\,r^2 \ln r$, welche im Nullpunkt $r = o$ die gewünschte Singularität der konzentrierten Kraft ergibt und kann jede Lösung, welche an einer Stelle der Platte eine Einzelkraft ergeben soll, aus ihr und weiteren stetigen Lösungen aufbauen. Man überzeugt sich hiervon durch Ausrechnung der resultierenden Kräfte und Momente auf einem kleinen Kreis um den Angriffspunkt der Last; einen mathematischen Beweis hierfür hat H. Happel, Math. Zeitschrift Bd. 6, Heft 3, 1920 geliefert.

[4]) Symmetrische Fälle der Formänderungen von rechteckigen Platten bei der Belastung durch eine Einzellast behandeln unter anderen: H. Hencky, Über den Spannungszustand in rechteckigen Platten, München, 1913 (Quadrat mit eingespanntem und geradlinig frei aufliegendem Rand), Mesnager, C. R. Bd. 163, S. 478, 1916 (eingespanntes Rechteck), H. Happel, Gött. Nachr., J. 1914, S. 37 (eingespanntes Rechteck) und a. a. O. (Fundamentplatte) und H. Marcus a. a. O. (Quadrat).

[5]) H. Hencky, a. a. O. und Heft 170, 171 der Mitteilungen über Forschungsarbeiten des Vereines deutscher Ingenieure, 1915, sowie Z. d. V. d. I. 1914, S. 487.

[6]) A. Föppl, Vorl. ü. t. Mech. Bd. 3 und 5, weitere ausführliche Kapitel widmen der Plattentheorie A. u. L. Föppl in ihrem neuerschienenen Buch „Drang und Zwang", eine höhere Festigkeitslehre für Ingenieure, München, 1920, Bd. I.

Plattenstreifens ist so zu bestimmen, daß 1. in seinem Innern $\Delta\Delta w = 0$, 2. auf den Geraden $x = 0$ und $x = a$ $w = \Delta w = 0$ ist und 3. daß die Resultierende der Schubkräfte auf jeder geschlossenen Kurve, welche die Angriffsstelle der Last in ihrem Innern enthält, den Wert P hat, also insbesondere so, daß sie diesen endlichen Wert behält, wenn die Kurve auf den Angriffspunkt der Kraft zusammengezogen wird. Sei g eine Funktion der Koordinaten x, y, welche 4. im Innern der Gebiete $0 < x < a$ der Gleichung $\Delta g = 0$ genügt, 5. auf seinem Rand verschwindet und für $y = \pm\infty$ stärker als $1 : y^2$ Null wird, schließlich 6. im Angriffspunkt der Kraft wie der Logarithmus der reziproken Entfernung der Punkte $(x_0, 0)$ und (x, y) unendlich wird. Dann ist

$$w = -\int_y^{\infty} y\, g\, dy \quad \ldots\ldots\ldots \quad (4$$

bis auf einen multiplikativen Festwert die gesuchte Lösung. Zum Beweise bilde man durch partielle Integration:

$$\left.\begin{aligned} \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} &= g - y\frac{\partial g}{\partial y} \\ \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} &= g + y\frac{\partial g}{\partial y} \end{aligned}\right\} \quad \ldots\ldots\ldots \quad (5$$

woraus $\Delta w = 2g$, also $\Delta\Delta w = 2\Delta g = 0$. Den Bedingungen 1 und 2 wird also vermöge (4) und (5) genügt.

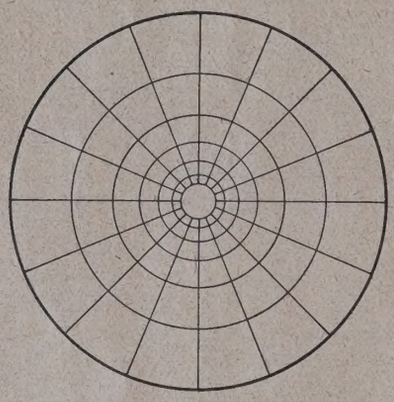


Abb. 1.

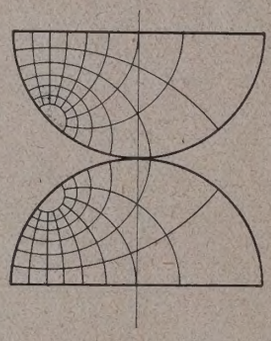


Abb. 2 a.

Nun ist die Funktion g, wie in der Theorie der winkeltreuen Abbildungen gezeigt wird, als Lösung der Gleichung $\Delta g = 0$ der reelle Teil der Funktion der komplexen Veränderlichen W:

$$g + ih = c \ln \frac{1}{W} \quad \ldots\ldots\ldots \quad (6$$

wo unter $W = u + iv = re^{i\alpha}$ $(i = \sqrt{-1})$ diejenige Funktion der komplexen Veränderlichen $z = x + iy$ zu verstehen ist, die den Parallelstreifen $0 < x < a$ winkeltreu auf das Innere des Kreises $r = 1$ derart abbildet, daß dabei der Punkt $x = x_0$, $y = 0$ in den Mittelpunkt des Kreises $(W = 0)$ übergeht. C ist eine noch zu bestimmende reelle Konstante. Diese Funktion ist leicht angebbar, nämlich:

$$W = \frac{\sin\frac{\pi(z - x_0)}{2a}}{\sin\frac{\pi(z + x_0)}{2a}} \quad \ldots\ldots\ldots \quad (7$$

woraus nach Trennung des reellen Teils vom Imaginärteil für den absoluten Betrag r und das Argument α von $W = re^{i\alpha}$:

$$r^2 = \frac{\mathfrak{Cof}\frac{\pi y}{a} - \cos\frac{\pi(x - x_0)}{a}}{\mathfrak{Cof}\frac{\pi y}{a} - \cos\frac{\pi(x + x_0)}{a}}; \quad \operatorname{tg}\alpha = \frac{\sin\frac{\pi x_0}{a}\,\mathfrak{Sin}\frac{\pi y}{a}}{\cos\frac{\pi x_0}{a}\,\mathfrak{Cof}\frac{\pi y}{a} - \cos\frac{\pi x}{a}} \quad (8$$

also für $x = x_0$, $y = 0$, $z = x_0$ $W = 0$ und für $x = 0$ oder $x = a$, wie verlangt, $r = 1$ gefolgert werden. Somit ist

$$\Delta w = 2g = c \ln \frac{\mathfrak{Cof}\frac{\pi y}{a} - \cos\frac{\pi(x + x_0)}{a}}{\mathfrak{Cof}\frac{\pi y}{a} - \cos\frac{\pi(x - x_0)}{a}} \quad \ldots\ldots \quad (9$$

Der reelle Teil g und der imaginäre Teil h [Gl. (6)] sind als Funktionen der Koordinaten u, v (oder r, α):

$$g = c \ln \frac{1}{r}; \quad h = -c\alpha \quad \ldots\ldots\ldots \quad (10$$

Man kann die Funktion g durch die Ordinaten einer Fläche geometrisch deuten, die man entweder über den Punkten, deren rechtwinklige Koordinaten u, v (beziehungsweise deren Polarkoordinaten r, α) sind oder über dem Grundgebiet des Plattenstreifens konstruiert. Die Gl. (10) $g = c \ln \frac{1}{r}$ stellt eine Umdrehungsfläche über dem Einheitskreis dar, deren Meridianschnitte aus der logarithmischen Kurve bestehen. Die Gleichungen

$$c \ln \frac{1}{r} = g = \text{konst.}, \quad -c\alpha = h = \text{konst.}$$

stellen in der u-v-Ebene eine konzentrische Kreisschar und das dazu senkrechte Geradenbüschel dar. Durch die beiden Kurvenscharen wird ein topographisches Bild der Umdrehungsfläche erzeugt. In demselben sind die Kreise die Projektionen der Schichten- oder Höhenlinien auf die Ebene des Einheitskreises, die Geraden die der Kurven stärksten Gefälles der Fläche (Abb. 1). Trägt man in den letzten Gleichungen für r und α ihre Werte aus (8) ein, so entstehen die Gleichungen der entsprechenden Kurvenscharen in der Ebene des Plattenstreifens. Dieses zum Maschennetz im Kreisinnern winkeltreue System von Kurven ist der Schichtenplan der gesuchten Fläche g in Funktion von x und y [Gl. (9)] und entwirft ein anschauliches Bild dieser für den Spannungszustand des Plattenstreifens charakteristischen und wichtigen Fläche (Abb. 2).

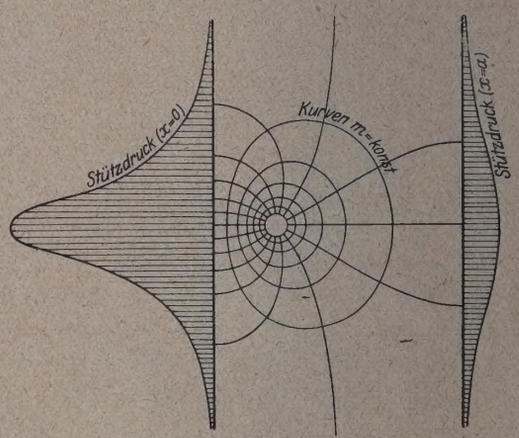


Abb. 2. Schichtenplan der Fläche m eines Plattenstreifens bei exzentrischem Lastangriff. $(x_0 = \frac{a}{4})$. Verlauf des Stützdruckes.

Zur Bestimmung des Festwertes c in Gl. (9) steht schließlich die Bedingung 3 zur Verfügung. Zu diesem Zweck werde die Schubkraft in einem kreiszylindrischen Schnitt

$$(x - x_0)^2 + y^2 = r^2$$

berechnet, dessen Halbmesser r im Verhältnis zu x_0 und zur Breite a des Plattenstreifens klein sei. Wegen der Kleinheit der Brüche $(x - x_0) : a$ und $y : a$ lassen sich auf demselben die trigonometrischen und hyperbolischen Funktionen in (9) beseitigen, man erhält auf dem zum Angriffspunkt $x = x_0$ $y = 0$ nahen Kreis vom Halbmesser r:

$$\Delta w = 2g = 2c \ln \frac{2a \sin\frac{\pi x_0}{a}}{\pi r} \quad \ldots\ldots\ldots \quad (11$$

an welchem Ausdruck sich Bedingung (6) bestätigt. Aus ihm folgt der Wert der Schubkraft

$$p_r = -N \frac{\partial}{\partial r} \Delta w = \frac{2Nc}{r} \quad \ldots\ldots\ldots \quad (12$$

welche in einem Element des Kreiszylinders übertragen wird. Nachdem die Resultierende aller Umfangskräfte $2\pi r p_r$ den Wert $-P$ haben muß, bestimmt sich damit der Festwert

$$c = \frac{-P}{4\pi N} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad (13$$

Man überzeugt sich leicht, daß die Momente keine resultierende Komponente ergeben, der Spannungszustand führt also an der Stelle $x = x_0$, $y = o$ auf die gewünschte Singularität der konzentrierten Kraft.

Es ist für das Folgende nützlich, neben dem expliziten Ausdruck der Größe g[7]) [Gl. (9)] eine Reihe anzugeben, in welche die Funktion g leicht entwickelt werden kann. Sie lautet:

$$g = \frac{-P}{2\pi N} \sum_n \frac{e^{-\frac{n\pi y}{a}}}{n} \sin\frac{n\pi x_0}{a} \sin\frac{n\pi x}{a} \quad (n = 1, 2, 3, \ldots;\ y > o) \quad (14$$

Mit ihrer Hilfe läßt sich aus $\Delta w = 2g$ nach Integration auch die Durchbiegung w durch eine Reihe, nämlich:

$$w = \frac{Pa^2}{2\pi^3 N} \sum_n \frac{e^{-\frac{ny\pi}{a}}}{n^3} \left(1 + \frac{n\pi y}{a}\right) \sin\frac{n\pi x_0}{a} \sin\frac{n\pi x}{a} \quad \ldots \quad (15$$

$$(n = 1, 2, 3, \ldots;\quad y \geq o)$$

ausdrücken, welche zur numerischen Berechnung der Durchbiegung des Plattenstreifens gut brauchbar ist.

Wenn die Einzelkraft beispielsweise in der Mitte des Plattenstreifens angreift $\left(x_0 = \frac{a}{2}\right)$, ist seine größte Durchbiegung, sofern für $\nu = 0{,}3$ genommen wird:

$$w = \left(1 + \frac{1}{3^3} + \frac{1}{5^3} + \cdots\right) \frac{Pa^2}{2\pi^3 N} = 0{,}0169 \frac{Pa^2}{N} = 0{,}185 \frac{Pa^2}{Eh^3} \quad (16$$

um 34 v. H. größer als der Biegungspfeil der durch eine Einzelkraft in der Mitte belasteten und in den Parallelstreifen eingeschriebenen Kreisplatte mit freigestütztem Rand.

3. Der Spannungszustand im Plattenstreifen. Setzt man zur Abkürzung

$$m = m_x + m_y = -(1+\nu) N \Delta w = -2(1+\nu) N g \quad \ldots \quad (17$$

so berechnen sich die Spannungsmomente und Schubkräfte nach den Gl. (1) und (5) zu:

$$\left.\begin{aligned} 2m_x &= m - \frac{1-\nu}{1+\nu} y \frac{\partial m}{\partial y} \\ 2m_y &= m + \frac{1-\nu}{1+\nu} y \frac{\partial m}{\partial y} \\ 2t &= \frac{1-\nu}{1+\nu} y \frac{\partial m}{\partial x} \\ p_x &= \frac{1}{1+\nu} \cdot \frac{\partial m}{\partial x} \\ p_y &= \frac{1}{1+\nu} \cdot \frac{\partial m}{\partial y} \end{aligned}\right\} \quad \ldots\ldots\ldots \quad (18$$

Die 3 Spannungsmomente und die Schubkräfte hängen hiernach in einfacher Weise von der Größe m ab und können an jeder Stelle berechnet werden, wenn der Verlauf der Funktion m oder, da m den Ordinaten der Fläche g proportional ist, wenn der Verlauf der Fläche g bekannt ist.

[7]) A. Kneser hat in seinem Buche über Integralgleichungen am Beispiel des Rechtecks den Zusammenhang zwischen den Reihenentwickelungen von g (der Greenschen Funktion der Potentialtheorie) und der Abbildungsfunktion gezeigt. Eine andere Art der Entwickelung in Reihen wurde von mir im Heft 170, 171 der Mitt. ü. Forschungsarb. versucht. Auf S. 72 ist im Ansatz für w'' ein fehlerhaftes Glied enthalten. Das dritte Glied c_5/r^2 ist durch $c_5 \ln r$ zu ersetzen, was hiermit richtiggestellt sei.

Die Spannungsmomente in einem beliebigen Punkt x, y des Plattenstreifens bestehen aus 2 Teilen. Der erste Teil $m_x = m_y = \frac{m}{2}$, $t = o$ ist eine in allen Richtungen gleiche Biegungsbeanspruchung. Der zweite Teil:

$$m_x = -m_y = -\frac{1-\nu}{1+\nu} \cdot \frac{y}{2} \cdot \frac{\partial m}{\partial y}, \quad t = \frac{1-\nu}{1+\nu} \cdot \frac{y}{2} \cdot \frac{\partial m}{\partial x} \quad (19$$

ist ein Spannungszustand, dessen größtes Biegungsmoment nach Gl. (2):

$$T = \sqrt{\frac{(m_x - m_y)^2 + t^2}{4}} = \frac{1-\nu}{1+\nu} \cdot \frac{y}{2} \sqrt{\left(\frac{\partial m}{\partial x}\right)^2 + \left(\frac{\partial m}{\partial y}\right)^2} \quad (20$$

proportional dem Gradient von m (der Steigung der Fläche m) ist. Seine Hauptbiegungsmomente

$$m_1 = T, \quad m_2 = -T$$

sind gleich und haben entgegengesetztes Zeichen. Ihre Richtung bildet mit der x-Achse Winkel γ, für welche

$$\operatorname{cotg} 2\gamma = \frac{m_x - m_y}{2t} = -\frac{\frac{\partial m}{\partial y}}{\frac{\partial m}{\partial x}}$$

ist. Der zweite Spannungszustand kann als eine reine Schubbeanspruchung der Platte bezeichnet werden. Nun bilden die Schichtenlinien der Fläche m in einem Punkte x, y einen Winkel β mit der x-Achse, dessen Tangente

$$\operatorname{tg}\beta = \frac{dy}{dx} = -\frac{\frac{\partial m}{\partial x}}{\frac{\partial m}{\partial y}}$$

ist. Mithin ist

$$\operatorname{tg} 2\gamma = \operatorname{tg}\beta; \quad \gamma = \frac{\beta}{2} \text{ und } \gamma = \frac{\pi+\beta}{2}.$$

Aus den vorstehenden Bemerkungen folgt, daß die Spannungsmomente des Plattenstreifens sich aus zwei Bestandteilen zusammensetzen lassen: erstens aus einer gleichmäßigen Biegungsbeanspruchung von der Stärke m/2 und zweitens aus einer reinen Schubbeanspruchung von der Stärke T. Die Stärke der ersteren ist gleich der Hälfte der Ordinate, die der letzteren ist dem Gradient (der Steigung) der Fläche m im Punkte x, y proportional. Die Hauptrichtungen (Spannungstrajektorien) halbieren die beiden Winkel, welche die Schichtenlinien der Fläche m mit der x-Achse bilden. Die Schubkraft in einem Schnitt ist der Steigung der Fläche m senkrecht zum Schnitt proportional. Aus einem in größerem Maßstab gezeichneten Schichtenplan der Fläche m lassen sich diese Größen unschwer entnehmen.

Für die Praxis ist eine bequeme Berechnung der größten Spannungswerte erwünscht. Zu diesem Zweck ist der Verlauf der Fläche m in der Umgebung des Angriffspunktes der Last P zu ermitteln. Dies ist bereits in Gl. (11) für die mit m proportionale Größe g geschehen. Auf dem Umfange eines Kreises, den man sich mit einem im Verhältnis zu x_0 und a kleinen Halbmesser r um die Angriffsstelle der Last als Mittelpunkt beschrieben denken kann, ist

$$m = \frac{(1+\nu)P}{2\pi} \ln \frac{2a \sin\frac{\pi x_0}{a}}{\pi r} \quad \ldots\ldots\ldots \quad (21$$

Mit diesem Wert von m berechnen sich die Spannungsmomente des Plattenstreifens in der Nähe des Lastangriffes nach Gl. (18):

$$\left.\begin{aligned} m_x &= \frac{m}{2} + \frac{(1-\nu)P}{4\pi} \cdot \frac{y^2}{r^2} \\ m_y &= \frac{m}{2} + \frac{(1-\nu)P}{4\pi} \cdot \frac{(x-x_0)^2}{r^2} - \frac{(1-\nu)P}{4\pi} \\ t &= -\frac{(1-\nu)P}{4\pi} \cdot \frac{(x-x_0)y}{r^2} \end{aligned}\right\} \quad \ldots\ldots \quad (22$$

Nun sind die Spannungsmomente einer auf ihrem Umfang $r = c$ frei gestützten kreisförmigen Platte, welche in ihrem

Mittelpunkt eine Einzelkraft P trägt, in rechtwinkligen Koordinaten:

$$\left.\begin{aligned} m_x &= \frac{m'}{2} + \frac{(1-\nu)P}{4\pi}\cdot\frac{y^2}{r^2} \\ m_y &= \frac{m'}{2} + \frac{(1-\nu)P}{4\pi}\cdot\frac{x^2}{r^2} \\ t &= -\frac{(1-\nu)P}{4\pi}\cdot\frac{xy}{r^2} \end{aligned}\right\} \quad \ldots\ldots\ldots (23$$

wo $$m' = \frac{(1+\nu)P}{2\pi}\ln\frac{c}{r}.$$

Der Vergleich der Formeln (23) und (22) zeigt, daß, wenn der Halbmesser der kreisförmigen Platte c gleich

$$c = \frac{2a\sin\frac{\pi x_0}{a}}{\pi}$$

genommen wird, die beiden Spannungszustände sich nur um ein konstantes Biegungsmoment $m_y = -(1-\nu)P:4\pi$ voneinander unterscheiden. Der Verlauf der Spannungen in einem Plattenstreifen von der Breite a, dessen Seiten frei aufruhen und der eine Last in der Entfernung x_0 von der einen Seite trägt, wird in der Nähe der Angriffsstelle der Last erhalten, wenn man sich diese letztere im Mittelpunkt einer kreisförmigen Platte von gleicher Dicke und vom Halbmesser $c = \frac{2}{\pi}a\sin\frac{\pi x_0}{a}$ denkt, welche auf ihrem Umfang frei aufruht und zum Spannungszustand der kreisförmigen Platte eine gleichmäßige Biegungsbeanspruchung $m_x = o$, $m_y = -(1-\nu)P:4\pi$, $t = o$ hinzufügt. Entsprechend der Annahme punktförmiger Konzentration der Last werden die Biegungsmomente mit unbegrenzt abnehmendem r unendlich groß. Dies ist in Wirklichkeit nicht der Fall, weil sich die Last auf einer endlichen Fläche auf die Platte überträgt. Die folgende Angabe der größten Biegungsbeanspruchung einer kreisförmigen Platte bezieht sich auf die Annahme, daß die Druckfläche ein Kreis vom Halbmesser b ist und daß sich die Last P als ein gleichmäßiger Druck verteilt. Sie ist[8]):

$$\sigma_{max} = \pm\frac{3P}{2\pi h^2}\left[(1+\nu)\ln\frac{c}{b} + 1 - \frac{(1-\nu)b^2}{4c^2}\right]$$

in welcher Formel das letzte Glied wegen der Kleinheit des Bruches $\frac{b}{c}$ noch vernachlässigt werden kann. Ihr entsprechen nach den Gl. (3) die Spannungsmomente:

$$m_x = m_y = \frac{m'}{2} + \frac{P}{4\pi};\quad m' = \frac{(1+\nu)P}{2\pi}\ln\frac{c}{b}$$

Damit ergeben sich die Spannungsmomente des Plattenstreifens unter den gleichen Voraussetzungen über die Art der Verteilung des Druckes im Mittelpunkt $x = x_0$, $y = o$ des Druckkreises $r = b$:

$$m_x = \frac{m}{2} + \frac{P}{4\pi};\quad m_y = \frac{m}{2} + \frac{P\nu}{4\pi};\quad t = o;$$

$$m = \frac{(1+\nu)P}{2\pi}\ln\frac{2a\sin\frac{\pi x_0}{a}}{\pi b}.$$

In diesen Formeln ist ersichtlich m gleich der Ordinate der Fläche m auf dem Randkreis $r = b$ des Druckgebietes der Kraft P. Die größte Biegungsspannung des Plattenstreifens ist im Punkt $x = x_0$, $y = o$ die Spannung $\sigma_x = \pm 6m_x : h^2$ oder

$$\sigma_{max} = \pm\frac{3P}{2\pi h^2}\left[1 + (1+\nu)\ln\frac{2a\sin\frac{\pi x_0}{a}}{\pi b}\right].$$

Es ist vielleicht erwähnenswert, daß sich die Verteilung der Schubkraft p_x und die des Stützdruckes p_x' auf den beiden Seiten des Plattenstreifens aus den Gl. (1), (9) und (17) explizite durch die Formeln

$$p_x = \pm\frac{P\sin\frac{\pi x_0}{a}}{2a\left(\mathfrak{Cof}\frac{\pi y}{a} \mp \cos\frac{\pi x_0}{a}\right)};$$

$$p_x' = p_x + \frac{\partial t}{\partial y} = p_x + \frac{1-\nu}{2}\cdot\frac{\partial}{\partial y}(y p_x)$$

angeben läßt, wo die oberen Zeichen für die Seite $x = o$ und die unteren für die Seite $x = a$ gelten. Die Stützkräfte p_x' werden am größten in der Symmetrieachse $y = o$, ihre Maxima bei $x = o$ und $x = a$ verhalten sich wie

$$\frac{[p_x']_{x=0}}{[p_x']_{x=a}} = \operatorname{cotg}^2\frac{\pi x_0}{2a}.$$

Abb. 3 bringt den Schichtenplan der Fläche m für eine in der Mitte des Plattenstreifens angreifende Last $\left(x_0 = \frac{a}{2}\right)$ zur Darstellung. In derselben sind außer den Kurven $m =$ konst. die Projektionen der Kurven stärksten Gefälles der Fläche (welche den Stromlinien der analogen zweidimensionalen Potentialströmung entsprechen) eingezeichnet. Die Schichtenlinien verlaufen nach der Mitte der Platte zu immer dichter, wo sie allmählich in ein System von konzentrischen Kreisen übergehen. Ein Beispiel mit exzentrischer Lage der Last $\left(x_0 = \frac{a}{4}\right)$ zeigt Abb. 2, in der auch der Verlauf der Stützkraft auf dem Rand ersichtlich gemacht worden ist.

4. Ein graphisches Verfahren zur Ermittlung der Spannungen. Der Spannungszustand im Plattenstreifen hängt nach den Gl. (18) von der Fläche m ab. Die Spannungsmomente sind in einem beliebigen Punkt durch Angabe von m und grad m, der Ordinate und der Steigung der Fläche m bestimmt. Die elementare Abbildungsaufgabe, aus welcher sich die Fläche ermitteln läßt, legt ihre graphische Konstruktion nahe[9]). Eine Möglichkeit, wie diese geschehen könnte, möge im folgenden angedeutet werden[10]). Seien wie früher x, y die Koordinaten des Punktes Q, in dem die Spannungen im Plattenstreifen bestimmt werden sollen. Die Kraft P wirke im gleichbezeichneten Punkte mit den Koordinaten x_0, o. (In der Abb. 4 ist nur die Hälfte $y > o$ des Streifens gezeichnet.) r_1 und ψ seien die Polarkoordinaten eines Punktes Q′ im Innern eines Kreises mit einem beliebigen Halbmesser a′ (Abb. 5). Jedem Punkt Q (x, y) im Plattenstreifen werde vermöge der zwei Beziehungen:

$$\psi = \frac{\pi x}{a};\quad r_1 = a' e^{-\frac{\pi y}{a}} \quad \ldots\ldots\ldots (24$$

der Punkt Q′ (r_1, ψ) im Kreis zugeordnet. Der Angriffsstelle der Last P entspricht der Punkt P′ mit den Polar-

[8]) A. u. L. Föppl, a. a. O. S. 182, Gl. 105. Dabei wird vorausgesetzt, daß sich die Kraft auf einem Kreis von einem Halbmesser b verteilt, der nicht zu klein im Verhältnis zur Plattendicke h sein darf. Über die Verteilung der Spannungen in der Umgebung und in der Druckfläche einer stark konzentrierten Kraft s. Schweizerische Bauzeitung, Bd. 76, S. 257, 1920.

[9]) Zur Lösung von Randwertaufgaben der Gleichung $\Delta u = o$ für beliebige Randbegrenzungen hat C. Runge (Gött. Nachr. 1911, S. 431) ein allgemeines graphisches Verfahren angegeben. In der dem gleichen Gegenstand gewidmeten Göttinger Dissertation von Rottsieper (1914) wird das Verfahren zur Konstruktion des Prandtlschen Spannungshügels bei der Drillung eines Stabes mit kreuzförmigem Querschnitt erprobt, bei welcher Gelegenheit Rottsieper bemerkt, daß man sich bei Abbildungen von langen Rechtecken mit Vorteil der winkeltreuen Abbildung des Parallelstreifens auf den Kreis bedienen kann.

[10]) Eine weitere Möglichkeit einer graphischen Darstellung des Verlaufes von m und grad. m besteht in einer parallelen Abbildung beider Größen, welche durch die komplexe Strömungsfunktion vermittelt werden kann, wenn der Schichtenplan der Fläche m als das Strömungsbild einer stationären zweidimensionalen Flüssigkeitsströmung mit einem Geschwindigkeitspotential $\Phi = m$ gedeutet wird. Der Geschwindigkeitsvektor $\frac{\partial\Phi}{\partial n}$ der Strömung ist identisch mit Grad m und könnte in bekannter Weise aus dem zugehörigen Geschwindigkeitsbild (Hodograph) der Strömung entnommen werden.

koordinaten $\psi_0 = \frac{\pi y_0}{a}$, $r_1 = a'$, umgekehrt dem Mittelpunkt C′ des Kreises der unendlich ferne Punkt des Streifens. Beschränkt man sich auf die positiven Werte von y einschlienlich $y = o'$ auf die in Abb. 4 gezeichnete „obere" Hälfte des Streifens), was aus Symmetriegründen genügt, so liegen alle Punkte Q′ innerhalb des Halbkreises $o \leqq \psi \leqq \pi$, $r_1 \leqq a'$ der Abb. 5. Sei O der hinsichtlich der Polarachse C′A′ $\psi = o$ spiegelbildlich zu P′ gelegene Punkt. Bezeichnen r_1, r_2 und r_3 die Entfernungen des Punktes Q′ von den drei festen Punkten C′, P′ und O und α bzw. β die Winkel OP′Q′ bzw. OQ′C′, so sind

$$\left.\begin{aligned} m &= \left(\frac{1+\nu)\,P}{2\pi}\right) \ln \frac{r_3}{r_2} \\ \operatorname{grad} m &= \left(\frac{(1+\nu)\,P\,a' \sin \psi_0}{a}\right) \frac{r_1}{r_2\, r_3} \\ \delta &= \alpha + \beta \quad \ldots \quad 11) \end{aligned}\right\} \quad \ldots \quad (25$$

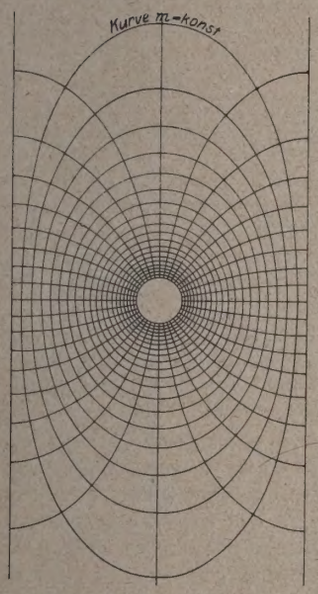


Abb. 3. Schichtenplan der Fläche m eines Plattenstreifens. Lastangriff in der Mitte.

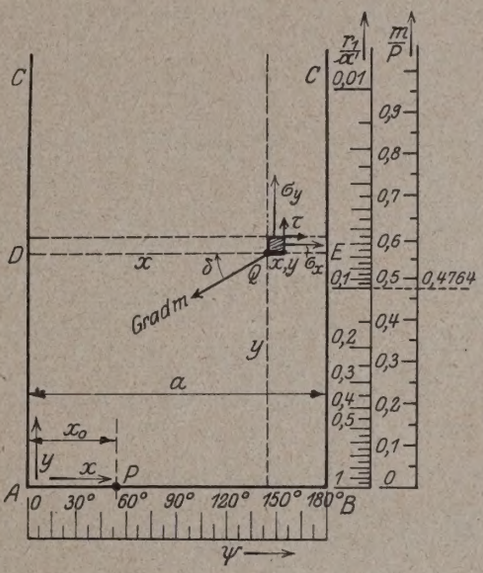


Abb. 4.

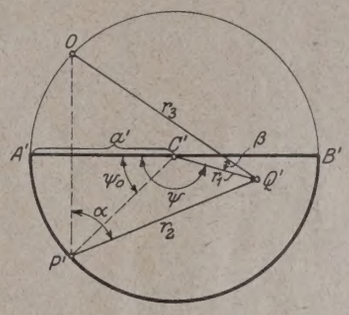


Abb. 5.

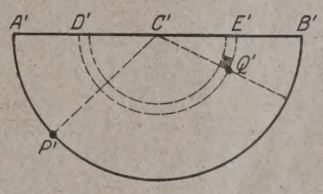


Abb. 6.

Der Winkel δ gibt in Abb. 4 die Richtung des Gradienten von m an. Die eingeklammerten Größen sind von der Lage der Punkte Q und Q′ unabhängig. Die drei Spannungsmomente sind nach den Gl. (18), (19) und (20):

$$\left.\begin{aligned} m_x &= \frac{m}{2} + T \cos \delta \\ m_y &= \frac{m}{2} - T \cos \delta \\ t &= -T \sin \delta \end{aligned}\right\} \quad \ldots \quad (26$$

wo $$T = \frac{1-\nu}{1+\nu} \cdot \frac{y}{2} \operatorname{grad} m.$$

Die Berechnung der spezifischen Spannungen σ_x, σ_y und τ im Punkte Q, welche diesen Momenten proportional sind, ist damit auf die Messung von 3 Strecken, nämlich den Entfernungen r_1, r_2 und r_3 seines Bildpunktes Q′ von 3 festen Punkten sowie von zwei Winkeln (α, β) zurückgeführt. Die Übertragung von Q (x, y) nach Q′ (r_1, ψ) erfolgt am bequemsten in Anlehnung an das Rungesche Verfahren mit Hilfe von zwei Maßstäben, die man sich zu diesem Zweck entsprechend den Transformationsgleichungen (24) anfertigt. (Auf dem ersten, zur Streifenbreite a parallel angelegten, sind die zu den Abszissen x gehörigen Winkel $\psi = \frac{\pi x}{a}$ in Winkelgraden verzeichnet, auf dem zweiten $r_1 : a'$ angegeben. Der zweite Maßstab hat die logarithmische Teilung und wird in der Längsrichtung des Streifens (s. Abb. 4) angelegt.) Die Übertragung von Q nach Q′ erfolgt demnach ohne Rechnung, ebenso von P nach P′ und O. Hierauf werden die Entfernungen r_1, r_2, r_3 und die Winkel α, β aus der Abb. 5 entnommen und m, grad m und δ aus den Gl. (25) berechnet. Man kann sich die Berechnung von m ebenfalls sparen, wenn man neben der vorerwähnten logarithmischen Teilung in Abb 4 noch eine gleichmäßige anbringt. Da nach der ersten der Gl. (25):

$$\frac{m}{P} = \frac{1+\nu}{2\pi \lg e} \lg \frac{r_3}{r_2} = 0{,}4764 \lg \frac{r_3}{r_2}$$

ist, muß für diese Teilung für $\frac{r_2}{r_3} = 1$, $\frac{m}{P} = o$ und für $\frac{r_2}{r_3} = 0{,}1$ $\frac{m}{P} = 0{,}4767$ sein. Die Ordinaten der Fläche m werden auf dieser zweiten Teilung durch Ablesung von m festgestellt. Für grad m ergibt sich nach der zweiten der Gl. (25) gleichfalls die Möglichkeit graphischer Konstruktion aus ähnlichen Dreiecken.

Mit der Konstruktion lassen sich die Veränderungen der Spannungen in einem beliebigen Punkt des Plattenstreifens bei einer Verschiebung der Last verfolgen. Bewegt sich Q auf einer Geraden $y = \text{konst.}$ (Abb. 4), so verschiebt sich der Bildpunkt Q′ auf einem Kreise $r_1 = \text{konst.}$ in Abb. 6; bewegt sich Q auf einer Geraden $x = \text{konst.}$, so rückt Q′ in radialer Richtung auf einem Strahl $\psi = \text{konst.}$ vor, umgekehrt, entspricht einer Verschiebung der Last P entlang der x-Achse, ein Wandern des Bildpunktes P′ auf dem Kreise $r_1 = a'$ usw.

5. Schließlich ist anzugeben, wie die Durchbiegung und die Spannungen der rechteckigen Platte unter den eingangs festgelegten Randbedingungen ermittelt werden. Die durch eine Einzelkraft P an der Stelle P_1 belastete rechteckige Platte a × b, auf deren Rand die Bedingungen $w = o$, $m = o$ erfüllt sind, kann als Teil eines unendlich langen Plattenstreifens betrachtet werden (Abb. 7). Diese Grenzbedingungen werden auf allen 4 Seiten des Rechtecks ABCD erfüllt sein, wenn das Rechteck zu einem Streifen verlängert wird, der in gewissen Punkten P_k ($k = 1, 2, 3, \ldots$) durch Einzelkräfte von der Größe P in abwechselnder Richtung belastet ist. Diese Punkte müssen die Spiegelbilder von P_1 in bezug auf ein Paar

11) Die Beziehungen ergeben sich, wenn man das Maschennetz von Abb. 1 je zur Hälfte auf jeden der beiden Halbkreise Abb. 2 a durch Umkehrung (Inversion) und diese letzteren durch die (Gl. 24) auf die beiden Hälften $y \gtrless o$ des Parallelstreifens winkeltreu abbildet.

gegenüberliegender Seiten, beispielsweise die Seiten AB und CD und alle folgenden der anschließenden Rechtecke sein. Die Durchbiegung und die Spannungsmomente in einem Punkte $Q_1(x, y)$ der rechteckigen Platte ABCD sind die Summen von den Durchbiegungen und den Spannungsmomenten, welche die Kräfte $\pm P$ hervorrufen. Statt die Angriffsstelle zu spiegeln und den Punkt Q_1 im Rechteck festzuhalten, kann

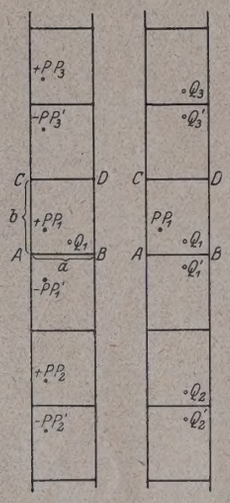


Abb. 7.

Abb. 8.

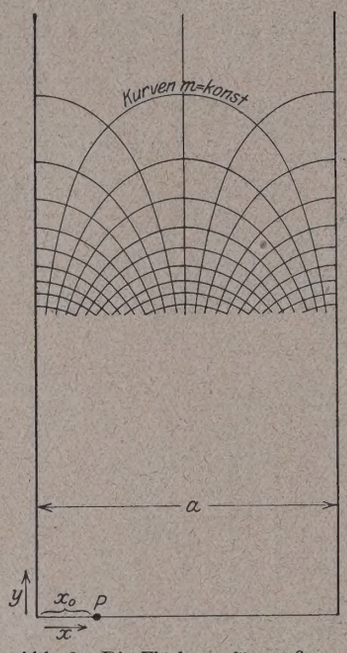


Abb. 9. Die Fläche m für große y.

umgekehrt der Einfluß der im Punkte P_1 wirkenden Last P (Abb. 8) in den zu Q_1 und Q_1' „kongruenten" Punkten Q_2, Q_2', ... ermittelt werden. Von Wichtigkeit ist die Bemerkung, daß die Reihen, durch welche sich die Durchbiegung und die Spannungsmomente ausdrücken, schnell konvergieren, wenn die kleinere der beiden Rechtecksseiten zur Breite des Plattenstreifens gemacht wird. Die Berechnung der höheren Reihenglieder wird durch den weiteren Umstand erleichtert, daß sich die Gestalt der Fläche m in Plattenstreifen nur in der Umgebung der Angriffsstelle der Kraft ändert, wenn die Last entlang der x-Achse verschoben (x_0 verändert) wird. Die Schichtenpläne der Fläche m, die zu verschiedenen Stellungen der Last auf dieser Geraden gehören, nähern sich mit zunehmender Entfernung des Bezugspunktes vom Punkte x_0, y_0 einem und demselben Kurvennetz. Die Kurven $m = konst.$ (der Schichtenlinien der Fläche m) und auch ihre senkrechten Trajektorien sind etwa für $y > a$ für den vorliegenden Zweck hinreichend genau Stücke einer einzigen Kurve mit der Gleichung:

$$e^{\frac{\pi y}{a}} = k \sin \frac{\pi x}{a} \qquad (0 < x < a,\ k \text{ eine Konstante}).$$

Das Kurvennetz Abb. 9 der Fläche m im Gebiet $y > a$ entsteht durch parallele Verschiebung einer Schablone dieser Kurve. Es kann im Gebiet $y < a$ für eine gegebene Laststellung (gegebenes x_0) auf Grund des graphischen Verfahrens leicht ergänzt werden.

Zusammenfassung:

Zur Lösung von Aufgaben aus der Statik der rechteckigen Platte ist die Kenntnis des Spannungszustandes von Wert, den eine Einzelkraft in einem unendlich langen Plattenstreifen erzeugt. Die Bestimmung der Durchbiegung und der Spannungen einer an beliebiger Stelle durch eine Einzelkraft belasteten rechteckigen Platte werden im Falle geradlinig gestützter Seiten auf die Lösung des entsprechenden Plattenstreifens zurückgeführt. Diese letztere läßt eine einfache und anschauliche Spannungsanalyse zu. Grundzüge zu einem graphischen Verfahren zur Spannungsermittlung im Rechteck.

BEMERKENSWERTE INDUSTRIEBAUTEN IN HOLZ.

Von Dr.-Ing. Th. Gesteschi, Berlin.

Die Metallgroßhandlung M. Löwenberg Söhne, Berlin, erwarb 1916 von den Deutschen Schwieger-Metallpreßwerken das Metallwerk in Grüneberg a. d. Nordbahn. Das teilweise abgebrannte Werk mußte infolge der großen Kriegsaufträge neu aufgebaut und bedeutend erweitert werden. Die Ausführung sollte schnellstens bewerkstelligt werden, so daß nur Holzkonstruktion in Frage kam.

Die wichtigsten Bauausführungen dieses Werkes, welches von Berlin aus in etwa einer Stunde mit der Bahn zu erreichen ist, wurden der Firma Adolf Sommerfeld in Berlin übertragen und von ihr ausgeführt.

Es handelte sich hauptsächlich um zwei Bauten, nämlich die große Maschinenhalle und den Wasserturm samt Pumpenhaus; bei beiden Bauten, die nachstehend näher beschrieben werden sollen, gelangte, wie bereits erwähnt, hauptsächlich Holz zur Verwendung.

1. Die Maschinenhalle.

Die Maschinenhalle ist dreischiffig und besitzt massive Umfassungswände, ferner gemauerte Mittelpfeiler. Die Dachkonstruktion ist in Holz nach Bauweise Sommelfeld hergestellt. Die Querschnittanordnung geht aus Abb. 1 hervor. Das Mittelschiff, welches in einem niedrigeren Vorbau seine Fortsetzung findet, besitzt eine Lichtweite von 26 m, die beiden Seitenschiffe eine solche von 11 m und 11,7 m. Der Pfeilerabstand in der Tiefe ist den Verhältnissen entsprechend verschieden; der kleinste Achsabstand beträgt 5,60 m, der größte 6,24 m. Die Mittelpfeiler besitzen Vorlagen zur Aufnahme der Kranbahnen für einen Laufkran, der das Mittelschiff bestreichen soll. Die Beleuchtung des Mittelschiffes erfolgt der Hauptsache nach durch die Seitenfenster der Laterne und die Fenster über den Mittelpfeilern, welche die Binderstirnen abschließen. Die Seitenschiffe erhalten ihr Licht durch die Fenster der Umfassungswände.

Die Ausbildung der Binder geht aus dem Querschnitt der Halle — Abb. 1 — hervor. Sie stellen Fachwerkträger mit gedrückten Schrägen und gezogenen Pfosten nach Bauweise Sommerfeld dar. Da Gegenschrägen vermieden sind, ist das Fachwerk klar und von inneren statischen Unbestimmtheiten frei. Die Stabkräfte können einwandfrei bestimmt und dementsprechend die Stäbe bemessen werden. Die Pfosten des größten 26,56 m weit gespannten Mittelbinders bestehen aus Rundeisen, die durch beiderseitige Muttern nachstellbar sind. Bei Sackungen der Binder können sie gehoben und durch Anziehen der Muttern wieder in ihrer Lage festgehalten werden. Die 11,04 bzw. 11,76 m freitragenden Binder der beiden Seitenschiffe haben Pfosten aus je zwei Holzzangen, die die Gurtungen zum Teil umfassen und mit ihnen verbolzt sind, erhalten,

da bei den geringen Stützweiten auf eine Nachstellbarkeit verzichtet werden kann. Die weiteren Einzelheiten der Dachkonstruktion, wie Wind- und Querverbände, sind aus Abb. 1 ersichtlich. Ferner zeigt Abb. 2 einen Blick in das Hallen-innere. Die äußere Architektur der Halle ist einfach gehalten und wirkt hauptsächlich durch die Massen und einfachen Linien, die bei dem Giebel am besten hervortreten und die Gliederung der Halle zeigen.

mente, die durch die entsprechend verstärkten Ecken des Kühlwasserbehälters gebildet werden, sind die Anker für die Turmstiele angeschlossen, nachdem die Fundamente um 50 cm in Beton erhöht worden waren.

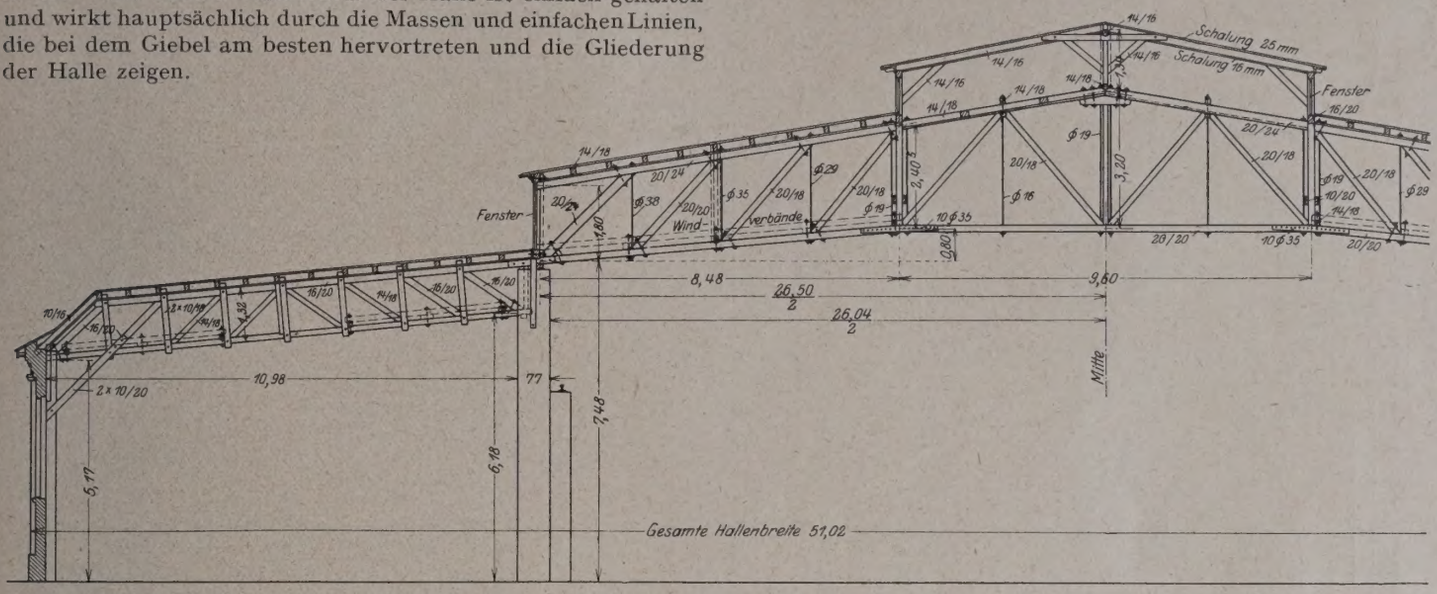


Abb. 1 Querschnitt der Maschinenhalle der Berlin-Borsigwalder Metallwerke.
Ausgeführt: Adolf Sommerfeld, Berlin W. 9.

2. Der Wasserturm.

Der Wasserturm stellt einen bemerkenswerten Holzbau dar, da er bei 28 m Höhe immerhin zu den seltensten Ausführungen dieser Art zählen dürfte und insbesondere in seinen Einzelheiten als mustergültige Holzkonstruktion bezeichnet werden darf. Die Unterkante des 80 cbm fassenden eisernen Behälters befindet sich in einer Höhe von 21,5 m (s. Abb. 3). Er sollte ursprünglich in Eisenbeton hergestellt werden und wurde von der Firma Sommerfeld nach eigenen Entwürfen im Spätsommer 1918 in Angriff genommen. Als jedoch der in die Erde eingebaute Kühlwasserbehälter in Eisenbeton vollendet war, mußte der Bau eingestellt werden, da die Beschaffung bzw. Zufuhr der Baustoffe (Zement und Eisen) infolge des Krieges stockte und außerdem der Verkehr nach der Baustelle eine Zeit lang fast unmöglich war. Nachdem der Bau fast ein Jahr still gelegen hatte, wurde schließlich an die Fertigstellung des Wasserturms gedacht und die Ausführung des eigentlichen Turmes in Holz, welche sich außerdem erheblich billiger als in Eisenbeton stellte, beschlossen.

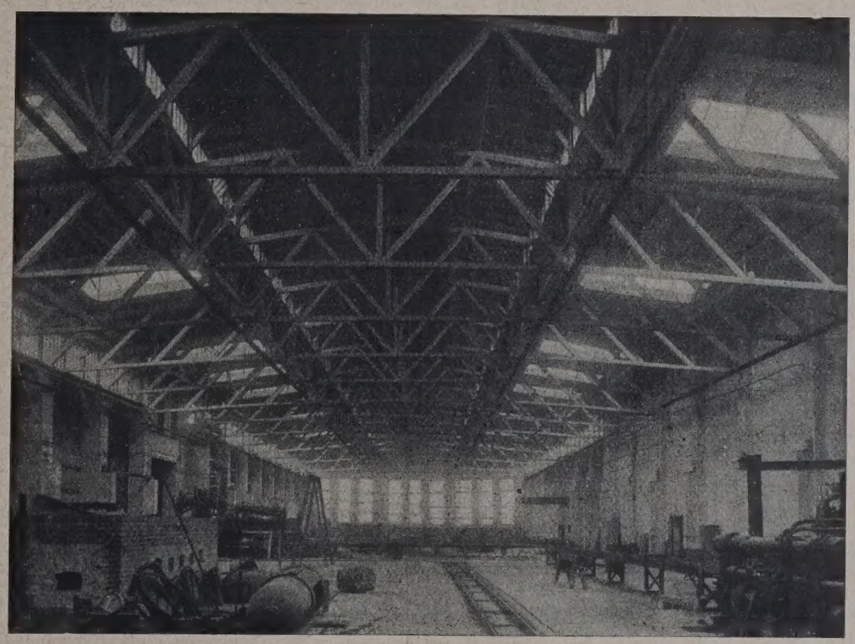


Abb. 2. Innenansicht der Maschinenhalle der Berlin-Borsigwalder Metallwerke.
Ausführung: Adolf Sommerfeld, Berlin W. 9.

Die Holzkonstruktion wurde so geplant, daß die Stützen mit ihrer Unterkante 50 cm über Geländehöhe zu stehen kamen. An die hervorstehenden Eiseneinlagen der Eisenbetonfunda-

Der Hochbehälter ist als Ringbehälter in Eisen konstruiert und durch einen Trägerrost unterstützt (Abb. 4). Seine Last wird durch vier Randträger I N. P. 45 auf Schwellen gebracht, die unmittelbar von den vier Eckstielen des Turmes getragen werden. Der Hochbehälter, der, wie bereits erwähnt, 80 cbm faßt, ist überdacht, wobei über dem Kühlwasserbehälter ein mittlerer Schacht, der Kühlschacht, durch den oberen Behälter ins Freie geführt wird. In dem unteren Teil des Kühlschachtes ist eine Rückkühlanlage eingebaut.

Das Turmgerüst ist außen verschalt, ebenso ist der vorerwähnte Kühlschacht ausgeschalt.

Die Eckstiele bestehen aus je vier Kanthölzern 18/18, die auf etwa 10 m mittlerer Länge ungestoßen durchlaufen. Je zwei diagonal liegende Kanthölzer sind an einer Stelle gestoßen und die Stöße mit denen der anderen beiden diagonal liegenden Hölzer versetzt. Die Stoßverbindung ist in Abb. 3a (Stoßverbindung II) dargestellt. Für jeden Stiel sind vier Stoßlaschen 8/18 verwendet, die durch Dübel und Bolzen mit dem Hauptholz verbunden sind. Die Stiele haben Druck und Zug (bei Winddruck) aufzunehmen. Um ein Anziehen der etwa locker gewordenen Hartholzdübel zu ermöglichen, sind die Bolzenlöcher in den Dübeln als Langlöcher hergestellt. Über den

Fundamenten sind die Stiele, wie bereits erwähnt, mit den Rundeisen der Fundamente verbunden; diese Verankerung tritt bei Windbelastung des Turmes in Wirkung. Sie ist nachstellbar, indem die Rundeisen, die mit Gewinde versehen worden sind, durch Winkeleisen hindurchgesteckt und mit Muttern gefaßt sind. Die Winkeleisen bilden einen Rahmen, dessen Teile in den Ecken zusammengeschweißt snd. Sie leiten den von den Ankern auf sie ausgeübten Druck mittels Dübel in die Stiele über. Die Dübel haben aus dem gleichen Grunde wie früher wieder Langlöcher erhalten. Die Verankerung ist aus Abb. 3a zu ersehen. Die Zwischenstiele haben keine besonderen Lasten aufzunehmen, sondern sind nur zur Aufteilung der Turmwände eingefügt worden. Die Turmwände sind gegen Winddruck durch Andreaskreuze verstrebt, die ohne Rücksicht auf die mitwirkende Verschalung bemessen sind. Die Diagonalen sind durch zwischengelegte Keile anspannbar (Abb. 3). Auch in den wagerechten Ebenen der Riegel sind Eckverstrebungen angeordnet, soweit sie die Durchführung des Kühlschachtes nicht stören, und zwar in jedem zweiten Stockwerk.

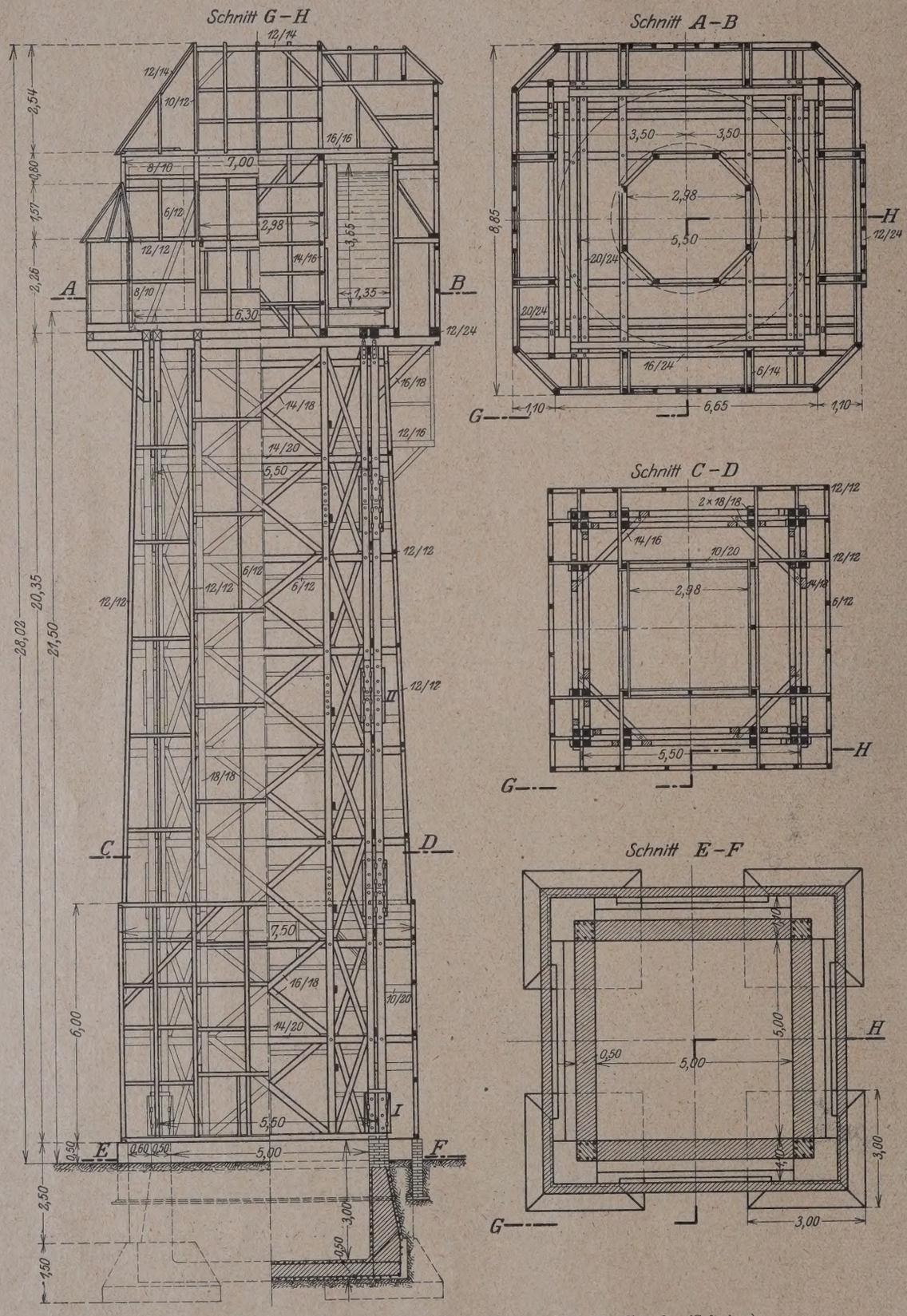


Abb. 3. Hölzerner Wasserturm der Berlin-Borsigwalder Metallwerke (Schnitte).
Ausführung: Adolf Sommerfeld, Berlin W. 9.

Im Innern des Turmes, zwischen innerer Schachtwand und äußerer Wand ist eine Holztreppe eingebaut, auf welcher man bequem bis zum Hochbehälter gelangen kann. Das Dach ist mit graugrünem Ruberoid eingedeckt.

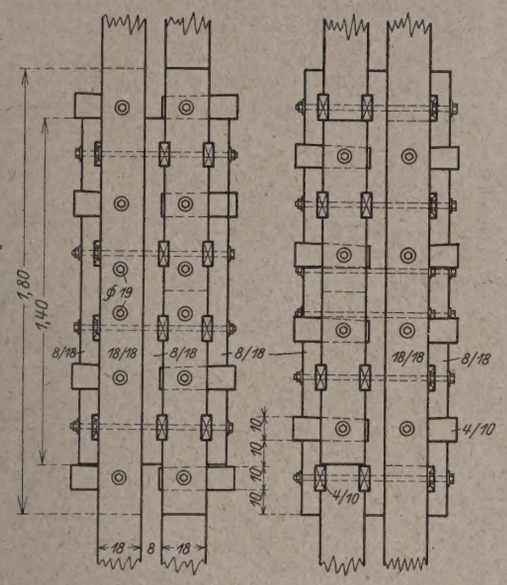
Weitere Einzelheiten gehen aus den Abbildungen hervor.

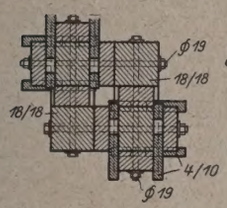
Der statischen Berechnung sind die ministeriellen Bestimmungen vom 31. Januar 1910 zugrunde gelegt. Der Winddruck ist zu 150 kg/qm senkrecht getroffener Fläche angenommen.

Von der statischen Berechnung sei folgendes wiedergegeben:

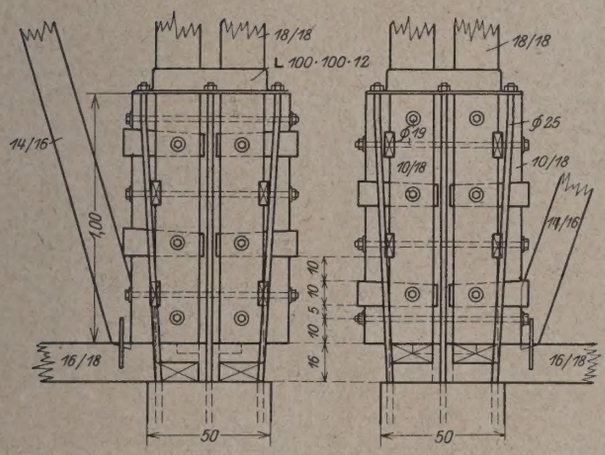
Stiele.

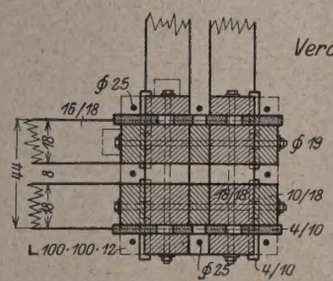
Zur Aufnahme der durch Eigen-, Nutz- und Windlasten hervorgerufenen lotrechten Belastungen kommen nur die Eckstiele des Turmes in Frage, während die übrigen Zwischenstiele, wie erwähnt, nur zur Aufteilung des Fachwerks dienen. Die größte Belastung eines Stieles ergibt sich wie folgt:





Stoßverbindung II





Verankerung I

Abb. 3a.
Einzelheiten zu Abb. 3.

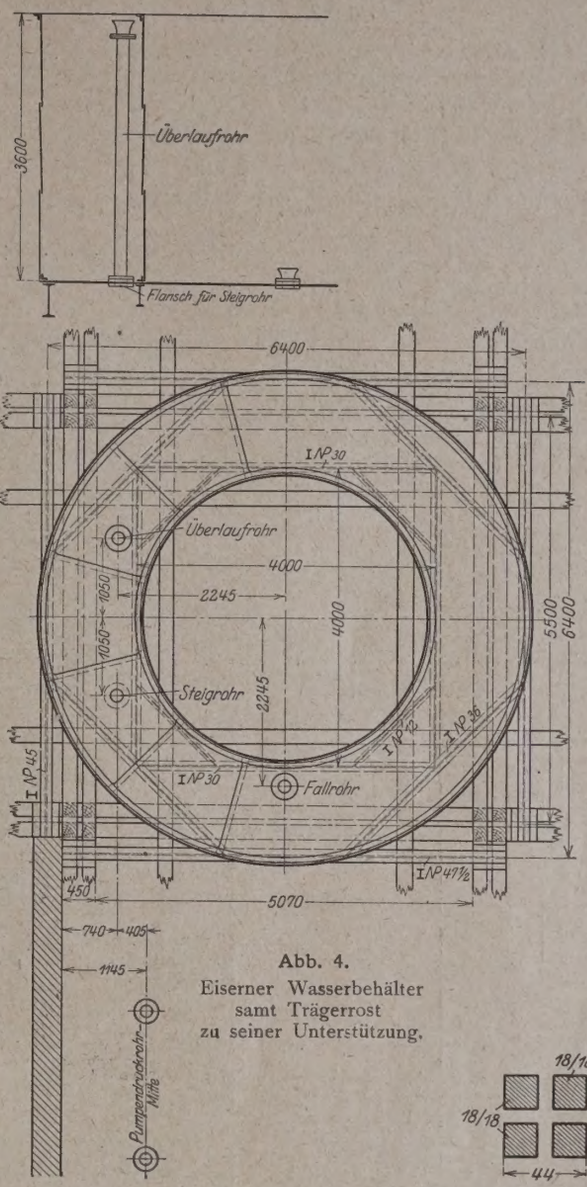


Abb. 4.
Eiserner Wasserbehälter samt Trägerrost zu seiner Unterstützung.

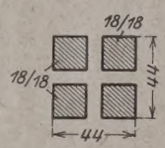


Abb. 6.

Eigengewicht des hölzernen Turmes.

Dachkonstruktion (160 kg/qm Grundfläche).

Grundfläche 9 . 9 — 3 . 3 = 72 qm 160 . 72 = .	11 500 kg
32 Stiele 18/18 rd 21 m lang	
32 . 0,18 . 0,18 . 21 . 650 = ...	14 200 „
äußere Verschalung 16 kg/qm	
4 . 7,2 . 23,2 . 16 = ...	11 200 „
Wandausfachung und Verstrebungen 50 kg/qm	
4 . 7,2 . 23,2 . 50 = ...	33 400 „
innere Verschalung 13 kg/qm	
4 (3,0 . 22,9 + 6,5 . 6,0) 13 = ...	5 600 „
Kopfbänder, Laschen, Knaggen, Futter usw. .	4 100 „
Holzgewicht des Turmes	80 000 kg

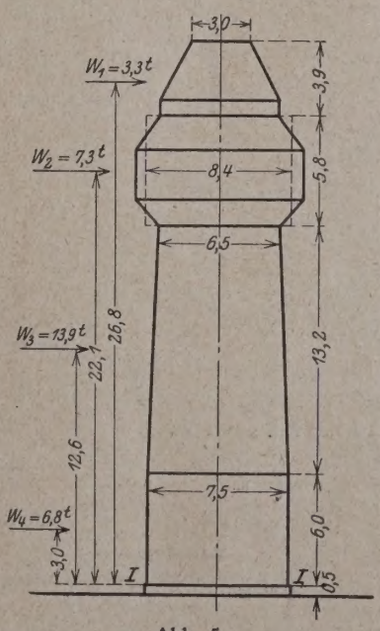


Abb. 5

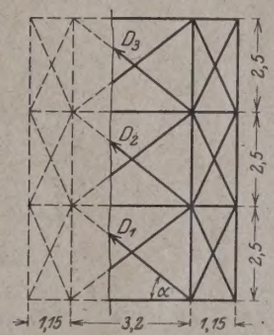


Abb. 7.

Gesamtlast.

80 cbm Wasser	80 t
Eiserner Behälter einschl. Träger rd	20 „
Turm	80 „
Gesamtlast bis O. K. Kühlwasserbehälter . . .	180 t
Eigengewicht bis O. K. Kühlwasserbehälter 20 + 80 =	100 t

Die größte Belastung eines Stieles beträgt somit

$$P = \frac{180}{4} = \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad 45 \text{ „}$$

Die Eigengewichtsbelastung

$$P_g = \frac{100}{4} = \ldots\ldots \quad 25 \text{ t}$$

Die Zusatzbelastung infolge Wind ist nachstehend ermittelt (Abb. 5).

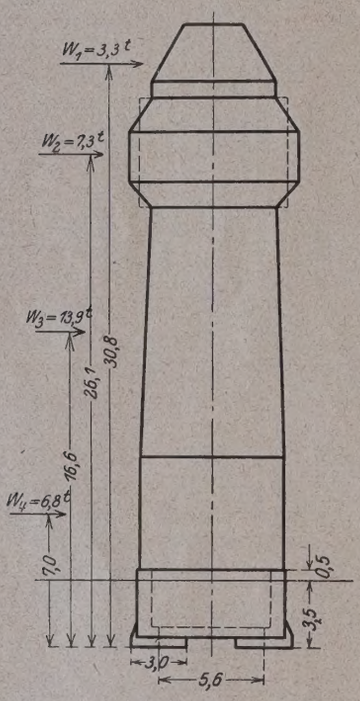


Abb. 8.

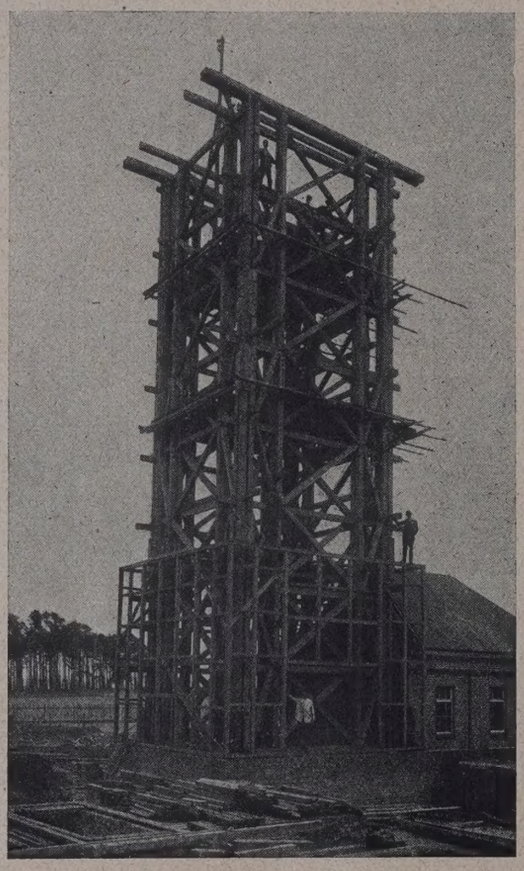


Abb. 9.
Wasserturm während der Aufstellung.
Ausführung: Adolf Sommerfeld, Berlin W. 9.

Abb. 10. Wasserturm der Berlin-Borsigwalder Metallwerke nach Vollendung.
Ausführung: Adolf Sommerfeld, Berlin W. 9.

$$W_1 = 0{,}15 \cdot \frac{3{,}0 + 8{,}4}{2} \cdot 3{,}9 = \ldots\ldots\ldots \quad 3{,}3 \text{ t}$$

$$W_2 = 0{,}15 \cdot 8{,}4 \cdot 5{,}8 = \ldots\ldots\ldots\ldots \quad 7{,}3 \text{ „}$$

$$W_3 = 0{,}15 \cdot \frac{6{,}5 + 7{,}5}{2} \cdot 13{,}2 = \ldots\ldots\ldots \quad 13{,}9 \text{ „}$$

$$W_4 = 0{,}15 \cdot 7{,}5 \cdot 6{,}0 = \ldots\ldots\ldots\ldots \quad 6{,}8 \text{ „}$$

Windmoment für den Horizontalschnitt, I—I

$$M_{w_I} = 3{,}3 \cdot 26{,}8 + 7{,}3 \cdot 22{,}1 + 13{,}9 \cdot 12{,}6 + 6{,}8 \cdot 3{,}0$$
$$= 88{,}5 + 161{,}4 + 175{,}0 + 20{,}4 = 445{,}3 \text{ mt}$$

Abstand der Stiele, in der Turmseite gemessen, a = 5,5 m.

Somit Druck bzw. Zug im Stiel infolge Wind:

$$D = Z = \frac{445{,}3}{2 \cdot 5{,}5} = \text{rd } 41 \text{ t.}$$

Größter Stieldruck

$$P_{max} = 45 + 41 = 86 \text{ t}$$

Größter Stielzug

$$P_z = 41 - 25 = 16 \text{ t.}$$

Verwendet 4 ▨ 18/18 (Abb. 6) mit F = 4 . 324 = 1296 qcm

Druckbeanspruchung

$$\sigma = \frac{86\,000}{1296} = 66 \text{ kg/qcm}$$

Knicklänge = Stockwerkshöhe = 2,5 m

$$J_{erf} = 80 \cdot 86 \cdot 2{,}5^2 = 43\,000 \text{ cm}^4$$

Vorhandenes Trägheitsmoment genau genug

$$J_v = \frac{44^4}{12} = 312\,000 \text{ cm}^4$$

Für das Einzelholz ist, da die freie Länge zwischen den Verbindungen nirgends 2 m überschreitet,

$$J_{erf} = 80 \cdot \frac{86}{4} \cdot 2{,}0^2 = 6880 \text{ cm}^4$$

▨ 18/18 besitzt J = 8748 cm⁴.

Zur Aufnahme des Zuges sind 8 Rundeisen 25 mm Durchmesser vorhanden, mit einem Kernquerschnitt:

$$F_k = 8 \cdot 3{,}57 = 28{,}56 \text{ qcm.}$$

Die Zugbeanspruchung des Eisens ist somit

$$\sigma = \frac{16\,000}{28{,}56} = 560 \text{ kg/qcm.}$$

Schrägen.

Die Schrägen sind unter Vernachlässigung der äußeren und inneren Verschalung, die wesentlich zur Versteifung der Wände beitragen, berechnet worden. Am ungünstigsten werden die Schrägen des Mittelfeldes, da sie länger als die der äußeren Felder sind, beansprucht. Sie haben die Zugkraft des Stieles

$P_2 = 16$ t auf den gedrückten Stiel zu übertragen. Allgemein ist

$$D = \frac{Q}{\sin \alpha} \text{ (Abb. 7).}$$

Unter Annahme gleichmäßiger Verteilung dieser Kraft auf die 8 Stockwerke einer Turmwand, entfällt auf jede Schräge angenähert die Kraft

$$D_1 = \frac{P_z}{8 \sin \alpha}$$

$$l = \sqrt{2{,}5^2 + 3{,}2^2} = 4{,}1 \text{ m}$$

$$\sin \alpha = \frac{2{,}5}{4{,}1} = 0{,}61$$

$$D_1 = \frac{16}{8 \cdot 0{,}61} = 3{,}3 \text{ t}$$

$$J_{erf} = 80 \cdot 3{,}3 \cdot 4{,}1^2 = 4440 \text{ cm}^4.$$

Verwendet in den unteren beiden Stockwerken
18/16 mit $J_y = 6144$ cm^4,
in den übrigen Stockwerken
18/14 mit $J_y = 4116$ cm^4.

Fundamente.

Belastung eines Eckfundamentes.

Stieldruck	45,0 t
Fundamentbeton	
3,0 . 3,0 . 1,5 . 2,2 = ...	29,7 „
Wand des Kühlwasserbehälters	
0,6 . 3,5 . 5,0 . 2,4 = ...	25,2 „
Sohle desselben	
0,5 . 2,5 . 2,5 . 2,4 = ...	7,5 „
Wasser im Kühlwasserbehälter	
2,5 . 2,5 . 2,5 . 1,0 = ...	15,6 „
Dach des Anbaues (350 kg/qm Grundfläche)	
2,5 . 4,0 . 0,35 = ...	3,5 „
Maschinelle Einrichtung und Abrundung	1,5 „
Belastung eines Fundamentes	128,0 t

Zusatzbelastung infolge Wind.

Die in der Momentengleichung für den Horizontalschnitt I—I (s. früher) eingesetzten Hebelarme vergrößern sich um die Höhe des Kühlwasserbehälters samt Fundament:

$h = 3{,}5 + 0{,}5 = 4{,}0$ m,

es wird daher für die Fundamentsohle (Abb. 8):

$$M_{w_{II}} = 3{,}3 \cdot 30{,}8 + 7{,}3 \cdot 26{,}1 + 13{,}9 \cdot 16{,}6 + 6{,}8 \cdot 7.0$$
$$= 101{,}5 + 190{,}4 + 230{,}8 + 47{,}6 = 570{,}3 \text{ mt.}$$

Abstand der Mitten der Einzelfundamente
$a = 5{,}6$ m

Druck bzw. Zug auf jedes der beiden belasteten Fundamentpaare infolge Wind

$$D = Z = \frac{570{,}3}{2 \cdot 5{,}6} = 51 \text{ t}$$

Größte Druckbelastung
$P_1 = 128 + 51 = 179$ t

Fundamentfläche 3,0 . 3,0 m

Bodenpressung

$$\sigma = \frac{179\,000}{300 \cdot 300} = 2{,}0 \text{ kg/qcm}$$

Belastung eines Fundamentes infolge Eigengewicht allein, also bei leerem Hoch- und Kühlwasserbehälter (s. vorher)
$128{,}0 - 20{,}0 - 15{,}6 = 92{,}4$ t.

Wirkt auf das Fundament infolge Wind ein Zug von 51 t, so bleibt immer noch eine Druckbelastung von $92{,}4 - 51 = 41{,}4$ t. Die Sicherheit des ganzen Turmes gegen Kippen ergibt sich bei leeren Wasserbehältern wie folgt:

Gesamtes ständiges Turmgewicht
$G = 4 \cdot 92{,}4 = 369{,}6$ t,

Standmoment
$M_g = 369{,}6 \cdot 2{,}8 = 1035$ mt,

Kippmoment
$M_{w_{II}} = \text{rd } 570$ mt,

somit Sicherheit gegen Kippen

$$s = \frac{1035}{570} = 1{,}8.$$

Da der Kühlwasserbehälter in die Erde eingebaut ist, ist die Sicherheit in Wirklichkeit größer.

Die Ausführung des Turmes ist aus Abb. 9 zu ersehen, Abb. 10 zeigt den fertigen Turm, der einen Anstrich mit Karbolineum erhalten hat und daher einen angenehmen gelblich-braunen Ton besitzt. Die gefällige Architektur stammt von dem langjährigen Architekten der Firma Max Ackermann, Berlin-Wilmersdorf. Die statischen Berechnungen für beide Bauwerke sind vom Verfasser angefertigt, der auch bei der Einzelausarbeitung der Entwürfe in den Büros der Firma Sommerfeld mitgewirkt hat.

DER BAU VON STAUANLAGEN UND DIE KANALISATION DES MURRAY DURCH DIE AUSTRALISCHE REGIERUNG.

Bericht nach „Engineer" vom 20. 8. 1920 von Regierungsbaumeister Dr.-Ing. W. Kunze, Privatdozent, Dresden.

In Australien sind zurzeit sehr beachtenswerte wasserbauliche Arbeiten im Gange, die einen bedeutenden Erfolg für die Bodenkultur und den Binnenverkehr des Südostens dieses Erdteiles haben werden. Man ist dabei, den Murray zu regulieren, um die außerordentliche Verschiedenheit der Wasserführung während der Trockenzeit und während der Regenzeit auszugleichen oder doch so weit unschädlich zu machen, als es die Verhältnisse der Schiffahrt und der Bodenbewässerung erfordern. Bestrebungen in dieser Richtung sind schon lange rege gewesen. Aber erst 1915 haben die beteiligten drei Staaten Neusüdwales, Victoria und Südaustralien ein Übereinkommen zustande gebracht, das einen einheitlichen Plan anerkennt und die den einzelnen Staaten zufallenden Arbeiten und Anlagen regelt. Dieses Abkommen ist infolge der Kriegsverhältnisse erst 1917 veröffentlicht worden.

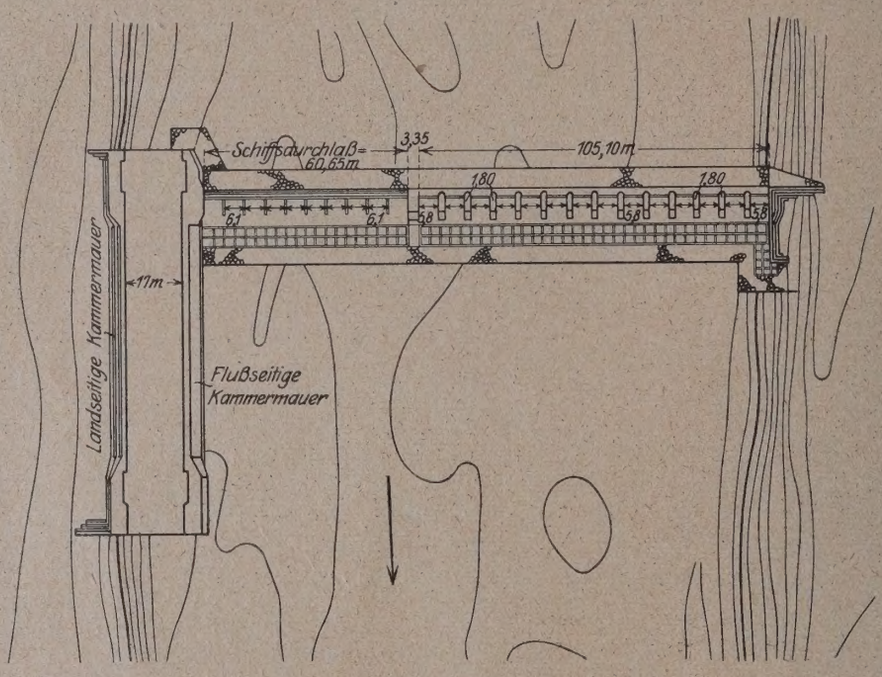
Die Planung sieht folgende Anlagen vor:

1. eine Stauanlage im oberen Murray (u. U. bei Cumberoona),
2. eine Stauanlage am Victoriasee,
3. die Kanalisierung des Murray von Echuca bis zur Mündung in der üblichen Weise durch Einbau von Wehren und Schleusen,
4. die Kanalisierung entweder des Murrumbidgee von Hay bis zu seiner Einmündung in den Murray — oder des Darling von seiner Mündung in den Murray soweit stromauf, als die gleichen Kosten wie für die Murrumbidgee-Kanalisierung erforderlich werden.

Zu den Kosten dieser umfangreichen Arbeiten hat die Regierung von Australien einen Beitrag von einer Million Pfund bewilligt. Der Rest obliegt den Verwaltungen der drei genannten Einzelstaaten zu gleichen Teilen.

Südaustralien fällt zu die Erbauung der Anlagen am Victoriasee und die Kanalisierung zwischen diesem und der Stadt Blanchetown sowie die Herstellung von 350 englischen Meilen Fahrrinne. Die Regierung von Südaustralien hatte bereits lange vor dem Abschlusse des Übereinkommens die Ausführung der hauptsächlichsten Arbeiten sehr weit vorbereitet und hatte den Kapitän des amerikanischen Ingenieurkorps E. N. Johnston wegen seiner besonderen Erfahrungen auf dem Gebiete der Regulierung mit der Bearbeitung ihrer Pläne betraut. So konnte schon 1914 mit dem Bau der untersten Schleuse bei Blanchetown begonnen werden. Es sind im ganzen 9 Staustufen geplant und z. T. in der Ausführung begriffen, die im wesentlichen nach gleichen Plänen und in derselben Bauweise ausgeführt werden.

Nach den Darstellungen in The Engineer ist die nutzbare Länge der Schleusen etwa 87 m, die Breite 17 m, die Gesamtlänge 123 m. Die größte Wassertiefe über den Drempeln beträgt rd 7,5 m. Die Schleusenkammer ist für Schiffe mit 2,35 m Tiefgang benutzbar. Der Kanal hingegen ist zunächst nur auf 2,00 m Tiefgang ausgehoben. Wie die Abbildung zeigt, liegt die Schleuse unmittelbar am Flusse, so daß die Kammermauer zugleich Ufermauer des Flusses wird. Sie weist demgemäß einen anders geformten Querschnitt auf als die landseitige Kammermauer, deren Rückfläche abgetreppt ist. Bei 7,5 m freier Höhe über der Kammersohle hat die erdseitige (flußseitige) Mauer eine Sohlenbreite von 4,90 (5,50) m, eine Kronenbreite von 1,52 (1,82) m. Die Mauern sind aus unverkleidetem Beton hergestellt und in Abschnitten von 12,2 m Länge in einem Zuge betoniert. Die Sohle der Schleuse ist mit einer 90 cm starken Betonschicht überdeckt, die mit 32 mm Rundeisen bewehrt ist und die die Kammermauern vollständig unterfährt. Durch die Anbringung von Nuten in der Sohlenfläche, in die die Stützmauern eingreifen, ist eine Verschiebung der Stützmauern ausgeschlossen. Die Grundverhältnisse sind bei den 9 Anlagen naturgemäß sehr verschieden. Überall ist zunächst eine Alluvialschicht vorhanden. Darunter folgen Sandlagen von verschiedener Mächtigkeit. An manchen Stellen ist darunter (6 m unter N.-W.) ein weicher Sandstein anzutreffen, der dann eine willkommene Gründungssohle bildet. An einigen Stellen liegt der feste Baugrund so tief, daß Tragpfähle zu rammen sind, in zwei Fällen ergaben die Bohrungen selbst auf 30 m nur Sand, so daß die Gründung auf dieser Schicht vorgenommen werden mußte.



Die 9 Wehre der Regulierung des unteren Murray können auf einen Teil ihrer Breite bei Hochfluten niedergelegt werden. Für den Betrieb ist es sehr günstig, daß sich das Ansteigen des Flusses im Unterlaufe erfahrungsgemäß sehr langsam vollzieht. Nur selten steigt der Wasserspiegel mehr als 7—8 cm am Tage. Dieses allmähliche An- und Abschwellen findet nur zum Beginn und am Ende der Regenzeit statt, so daß sich die Niederlegung und Wiederaufrichtung der Wehre nur einmal im Jahre nötig machen wird. Man hofft sogar, daß nach Fertigstellung der gesamten Regulierungsarbeit meistens ein Niederlegen der Wehre wegen der erzielten Verringerung der Hochfluten nicht mehr nötig sein wird. Die normale Stauhöhe beträgt durchschnittlich bei den 9 Wehren etwa 3 m. Die Gesamtwehrbreiten schwanken zwischen 70 und 170 m je nach der Gestaltung des Tales. Sie bestehen sämtlich aus einem feststehenden Teile mit Betonpfeilern von etwa 1,80 m Breite und gegen diese gestützten, ziehbaren Holzteilen (Dammbalken) von 5,80 m Stützweite — vergl. die Abb. — und einem umlegbaren Teile, der den Schiffsdurchlaß bildet. Solange die Abflußmenge noch nicht zur Benutzung des Schiffsdurchlasses hinreicht, also in der Trockenzeit, wird der Stau auf diesem Wehrteile durch ein Bockwehr gebildet. Dieses besteht aus flußeisernen Fachwerksböcken, die seitlich umgelegt werden können und 6,10 m voneinander entfernt sind. Ihre Höhe beträgt etwa 5½ m. Gegen die Böcke stützt sich die Wehrhaut, die in Teilen hochgezogen werden kann. Die Sohle dieses Wehres besteht aus einer 10,7 m breiten Betonschicht, die zwischen Spundwänden eingebracht ist. Je nach den Gründungsverhältnissen ist diese Sohle unmittelbar oder durch Pfähle auf den festen Baugrund gestützt. Bei den Wehren ist von einer Verkleidung des Betons durch Naturstein abgesehen worden.

Für die Anlagen von Blanchetown ist Granitbeton verwendet worden. Der Granit wird 13 km unterhalb der Baustelle in einem am Ufer des Murray gelegenen neu angelegten Steinbruch gewonnen, der einen ausgezeichneten Stein liefert. Von dort aus gelangen die Steine mittels einer Förderschnecke unmittelbar in die Kähne, die von einem eigens hierfür gebauten Heckraddampfer zur Baustelle geschleppt werden. Es werden in dem Bruche innerhalb 8 Stunden 200 t Granitsteinschlag geliefert.

Die Durchführung der Bauarbeit erfolgt in 2 Teilen in trockener Baustelle. Es werden nacheinander zwei Fangdämme errichtet, der eine umfaßt die ganze Schleuse, den Schiffsdurchlaß und einen Teil des Betonwehres, der andere den Rest. Die wasserseitige Spundwand der Fangdämme ist aus Spundwandeisen amerikanischer Herkunft, die innere, 4,90 m davon entfernte Wandung ist aus gewöhnlichen hölzernen Spundbohlen gebildet. Die freie Höhe der Fangdämme bei Blanchetown beträgt 6,1 m von der Flußsohle aus und 4,0 m von Niedrigwasser aus gemessen.

Angedeutet sei noch der Park der Geräte, die bei den Bauten Verwendung finden: eine Kabelbahn von 320 m Länge für 10-t-Lasten überspannt die ganze Baustelle, ein Löffelbagger leistet den Hauptteil der Erdarbeit, zwei schwimmende Kräne, ein Schleppdampfer, Schuten, Versatzkräne, eine (nur !) Betonmischmaschine, Kompressoren usw. stehen im Dienste dieser Bauausführungen. Eine 40-pferdige Dampfmaschine dient zum Betriebe der Reparatur- und Zimmerwerkstätten.

Neben diesen Staustufen im unteren Murray ist eine der beiden großen Stauanlagen, die das Murray-Regulierungsabkommen vorsieht, die Victoriasee-Stauung im Bau.

Sie hat den Zweck, in Zeiten des Wassermangels Wasser abzugeben, um die zur Schiffahrt erforderliche Wassertiefe herbeizuführen und die Bewässerung zu ermöglichen. Die Staumenge soll 635 Millionen Kubikmeter betragen. Dabei ist die Wassertiefe beim höchsten Stau nur 7½ m. Zur Erzeugung und Nutzbarmachung dieses Stauraumes ist ein 46 km langer Damm erforderlich sowie die Herstellung zweier Zuführungskanäle mit Drosselungsvorrichtungen, besonders für den Fall eines Dammbruches an dem Stausee. Ferner ist Frenchmans Creek zu erweitern und in dem Abflußkanal, der durch den Rufusfluß gebildet wird, ist eine Drosselung einzubauen. Die Abflußeinrichtungen werden auf eine Durchflußmenge von **65** cbm in der Sekunde ausgebaut.

Über den Stand der anderen geplanten und bewilligten Anlagen im oberen Murray sowie im Murrumbidgee oder im Darling ist in der nach Angaben von John Gore Stewart, Mitgl. des Institutes of Civ.-Engin., bearbeiteten Darstellung der Murray-Regulierung leider nichts enthalten.

LITERATURSCHAU.

Gesammelt und geordnet von Regierungsbaumeister Dr.-Ing. W. Kunze, Privatdozent, Dresden.

Baustoffkunde.

1. Wasserstrahl-Sandwäsche. Mit 2 Abb. Tondind.-Ztg. 1920, Nr. 147, S. 1270.

2. Zementstreckmittel. Steinmehl, Sand Traß, Hochofenschlacke. Von Dr.-Ing. Walther Kunze, Privatdozent. Tonind.-Ztg. 1920, Nr. 149, S. 149—50.

3. Dampfgehärtete Zementschlackensteine. Tonind.-Ztg. 1920, Nr. 148.

4. Eine neue Betonhohlstein-Maschine. Von Ing. Gg. Schwalm, Wien. Z. d. ö. I.- und A.-Ver. 1920, Heft 49, S. 316.
Ferner Nr. 48 u. 52.

Statik und Festigkeitslehre.

5. Bemerkungen über die Knicksicherheit von Druckstäben. Von Reg.- und Baurat Jordan, Breslau. Eine Seite im Zentralblatt d. Bauv. 1920, Nr. 97, S. 611—12. Stellungnahme zu den Erläuterungen von Reg.- und Baurat Dr. Ellerbeck zu den preußischen Hochbauvorschriften von 1919, die im Zentralbl. 1920, Nr. 7, 9 und 10 abgedruckt sind.

6. Faustformeln für die Berechnung hölzerner Druckstäbe. Von Oberbaurat Prof. a. D. Moerike, Stuttgart. Zentralbl. d. Bauv. 1920, Nr. 98, S. 613—14.

7. Erddruckbestimmung nach Faerber. Mitgeteilt von Dr. Max Thullie und Dr. Adam Kuryllo, Lemberg. Z. d. österr. Ing.- und Arch.-Ver. 1920, Nr. 48, S. 307—8.

8. Neue Ergebnisse in der Erddrucktheorie. Von Dr.-Ing. A. Freund, Egbmstr., Essen. Zentralbl. d. Bauv. 1920, Nr. 100, S. 625—28. Es wird die Coulomb-Rankine-Müller-Breslausche Theorie durch eine andere ersetzt, die die Erdkörper nicht als feste Körper behandelt. Eine ausführliche Darstellung der Theorie von Dr. Freund soll in der Z. f. Bauw. 1921 erscheinen.

9. Berechnung des Stockwerksrahmens mit beliebier Felderzahl. Von Dr.-Ing. Ernst Melan, Wien. Beton und Eisen 1920, Heft 19/20, 3 Seiten.

Brückenbau.

— — — —

a) Allgemeines.

— — — —

b) Hölzerne Brücken.

— — — —

c) Stein- und Betonbrücken.

— — — —

d) Eisenbetonbrücken.

10. Eine Eisenbetonbrücke über das Saanetal in Freiburg (Schweiz). Nachdem schon 1908 ein Wettbewerb veranstaltet worden war, ist jetzt zur Ausführung eines abgeänderten Entwurfes geschritten worden. Dieser weist eine Höhe der Fahrbahn von 76 m über dem Wasserspiegel der Saane auf. Die Länge der Brücke ist 510 m, Überbau: 5 Eisenbetonbogen von 56 m l. W., Korbbögen, aus Eisenbeton auf schlanken Stampfbetonpfeilern. Ausführung: Fa. Züblin & Co., Zürich. Kosten: 4,7 Mill. Frcs. (geschätzt). Fertigstellung: Ende 1922. Nach Schweiz. Bztg. u. D. B.-Ztg. 1920, Beilage Zement.

e) Eiserne Brücken.

11. Die Wiederherstellung der Brücke über die Rupel bei Boom (Termonde—Antwerpen) durch die Man (Gustavsburg). Zeitschr. d. Ver. d. Ing. 1920, Nr. 50, S. 1015—1050.

12. Die Eisenbahnbrücke über das Höllentor in Neuyork. Von Reg.- unt Baurat Dr.-Ing. Schinkel in Berlin. Ausführliche Beschreibung mit 12 Abb. im Zentralbl. d. Bauv. 1920, Nr. 101, S. 632—36. Vgl. den kürzeren Bericht im Bauing. 1920, Heft 10.

13. Bemerkungen zur Überwachung und Unterhaltung von eisernen Brücken und anderen Kunstbauten. Von Regbmstr. Paul Hoffmann, Hamburg, Zentralbl. d. Bauv. 1920, Nr. 99, S. 621.

Hochbaukonstruktionen und Zementwaren.

14. Die Bauausstellung in London. Mitgeteilt von Geh. Reg.-Rat Wernekke, Berlin-Zehlendorf. Beton und Eisen 1920, Heft 19/20. Bericht über die Ausstellungsgegenstände auf dem Gebiete des Betonhausbaus und der Betondichtungsmittel, die zum Teil ganz vorzüglich wirken sollen, sowie des Beton-Straßenbaues. Beton und Eisen 1920, Heft 19/20, S. 235—37. Mit 7 Abb.

15. „Traurige Ergebnisse der Lehmbauweise." Entgegnungen von Arch. R. Kretschmer, Waldenburg, Schlesien, in Tonind.-Ztg. 1920, Nr. 144 auf die Ausführungen in Nr. 109, die ein sehr ungünstiges Bild von der Lehmbauweise gaben. Erwiderung des Verfassers anschließend.

16. Eine beachtenswerte Hohlwandbauweise. Von Dr.-Ing. H. Graf, Eichstätt. Vorführung der Tauberwand. Mit 9 Abb. und Literaturangaben. Sehr ausführlich (3 Seiten). Süddeutsche Bau-Ztg. 1920, Nr. 50.

17. Bauweise Schnell. Kombinierter Betonhohlbau. Mit 4 Abb. in der Z. d. ö. I.- u. A.-V. 1920, Nr. 49, S. 315—16.
Ferner lfd. Nr. 3 und 4 und 51.

Gründungsarbeiten usw.

18. Holzpfähle mit Eisenbetonaufsatz, System Heimbach. Von Baumeister C. Busemann in Lübeck. (Vorführung von Bauausführungen mit dem Heimbachschen Keilring.) D. B.-Ztg. Mitt. f. Zem. u. Beton 1920, Nr. 17 und 19. Mit 12 Abb.

19. Erhöhung der Widerstandsfähigkeit hölzerner Zugpfähle. Tiefbau 1920, Nr. 97, S. 319. (Abdruck aus der D. B.-Ztg. 1920, Mitt. f. Z. u. Bet. Nr. 3.

20. Das Sprengverfahren bei der Betonpfahlgründung. (Explosivpfähle.) Tiefbau 1920, Nr. 97, S. 317—18.

Wasserbau.

Gewässerkunde und Wasserwirtschaft, Wasserrecht, Wasserbewegung.

— — — —

Flußbau, Kanalbau, Seebau, Hafenbau, Schleusenbau.

21. Die Zentralkommission für die Rheinschiffahrt. Schweizerische B.-Ztg. vom 18. Dezember 1920. Zusammentritt der Kommission, Zusammensetzung; Bestimmungen des Vertrages von Versailles über Rhein und Mosel.

22. Das Gesetz über die Vollendung des Mittellandkanals. Zentralbl. d. Bauverw., 1920, Nr. 99, S. 617—618. Von Sympher.

23. Hafenneubauplätze der Stadt Köln. Von Reg.-Baumeister Bock in Köln. Tiefbau 1920, Nr. 96 und folgende.

Wehre, Talsperren, Wildbachverbauungen, Wasserkraftanlagen, Bewässerungen usw.

24. Das Floßwehr. Beschreibung des Soiron-Jusselschen Patents (D. R. P. 324 556). 1 Spalte mit 12 Abb. im Zentralbl. d. Bauv. 1920, Nr. 98, S. 616.

25. Das Staubecken in Ottmachau (Glatzer Neiße). Stellungsnahme von Nakonz zu Einwendungen gegen die geplante Dammbauart. Zentralbl. d. Bauverw. 1920, Nr. 100, S. 628.

26. Talsperre von 260 Millionen cbm bei Ottmachau. ⅔ Seite im Tiefbau 1920, Nr. 95. Besprechung des Gutachtens der Akademie des Bauwesens über den geplanten Erddamm.

27. Kraftwassertürme. Ein zum Patent angemeldeter Vorschlag zur Aufspeicherung von Betriebswasserenergie während der Betriebspausen. Es handelt sich nicht allein um eine Standrohranlage, sondern es wird ein heb- und senkbares Hohlgefäß verwendet. Tiefbau 1920, Nr. 95.

28. Die Förderung des Meliorationswesens in Tirol. Von Ing. Fritz Skoda, Landeskultur-Baurat, Innsbruck. Z. d. österr. Ing.- u. Arch.-Vereins 1920, Nr. 46 und folgende.

Erdbau, Tunnelbau und Bergbau.

— — — —

Straßenbau.

— — — —

Eisenbahnbau und -betrieb.

29. Die zweckmäßigste Neigung der Eisenbahn. Von Prof. Richard Petersen, Danzig. Schweizerische Bau-Ztg. vom 11. und 18. Dezember 1920.

30. Riffelbildung auf Hauptbahngleisen. Zentralbl. d. Bauverw. 1920, Nr. 99, S. 620—621. Von Oberbaurat Schwarz, Berlin, Eisenbahn-Zentralamt.

31. Die bulgarische Balkanquerbahn von Tirnowo nach Stara Sagora. Zentralbl. d. Bauverw. 1920, Nr. 97, S. 607—609. Von Dr.-Ing. Remy, Preuß.-Eylau. Die Arbeit ist das Ergebnis mehrfacher Reisen auf der Balkanquerbahn und persönlicher Ermittelungen bei den bulgarischen Eisenbahnbehörden.

32. Englische Kleinbahnpläne in Kleinasien. Von Albert Beneke, München. Verkehrstechnik 1920, Nr. 35, S. 513—514.

33. Elektrisierung der Brennerlinie (auf italienischer Seite). Verkehrstechnik 1920, Nr. 33, S. 493. (15 Zeilen.)

34. Der staatliche Elektrisierungsplan für die italienischen Bahnen. Verkehrstechnik 1920, Nr. 33, S. 493. (12 Zeilen.)

35. Elektrisierung der Orléans-Bahn. Ebenda. (24 Zeilen.)

36. Eisenbahn-Elektrisierungspläne in England. Einsetzung eines Prüfungsausschusses. Ebenda. (13 Zeilen.)

37. Einführung des elektrischen Betriebes auf einer Hauptlinie in Südamerika. Ebenda. (28 Zeilen.)

38. Die Straßenbahnen des rheinisch-westfälischen Industriebezirks. Von Dipl.-Ing. P. Müller, Straßenbaudirektor in Gerthe, Westf. 5 Seiten in der Verkehrstechnik 1920, Nr. 33.

39. Vorschläge zur Gesundung der Reichseisenbahnen. Verkehrstechnik 1920, Nr. 33. Zwei Seiten.

40. Einiges vom englischen Verkehrswesen. Von Geh. Reg.-Rat Wernekke, Berlin-Zehlendorf. Verkehrstechnik 1920, Nr. 33, 3½ Seiten.

41. Bau einer Einschienenbahn. Angaben über die zwischen Nord- und Südwoolwich auszuführende Versuchsstrecke. 1600 m-Radien, 14,3 ‰ Steigungen, 96 km/Stde. Geschwindigkeit, 20-t-Personenwagen mit 2 Motoren. Z. d. österr. Ing.- u. Arch.-Vereins 1920, Heft 48, S. 308.

42. Die Normung des Wagenkastens elektrischer Straßenbahnen. Von Ing. Franz Hartmann, Wien. Verkehrstechnik 1920, Nr. 34, S. 503—504. Mit Abb.

43. Mittlere Reisegeschwindigkeit auf Londoner Untergrundbahnen. Kurzer Bericht nach Electrical Review 1920, S. 434 in der Z. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1920, Heft 48, S. 309.

44. Elektrischer Bahnbetrieb in Montreal. Kurze Mitt. nach Electric Railway Journal v. 11. September 1920 in der Zeitschr. d. V. d. Ing. 1920, Nr. 50, S. 1059.

Eisenbetonbau.

Eisenbetonbrücken siehe unter Brückenbau.

45. Anregungen für die Neubearbeitungen der deutschen Bestimmungen für Eisenbeton. Von Reg.-Baumeister Schack, Hannover-Linden. D. B.-Ztg. 1920, Mitt. f. Zem. u. Beton Nr. 20. 2 Seiten.

46. Speicherbau mit Eisenbetonwerkstücken. Bericht nach Engineering News Record vom 24. Juni 1920. Die Verwendung fertiger Teile hat zu einer Unterbietung der Eisenbauweise geführt.

47. Entwicklung des Eisenbetonschiffbaues während der Kriegsjahre. Vortrag von Ing. Knud Hojaard im Dänischen Ingenieurverein am 18. Februar 1920. Beton und Eisen 1920, Heft 17/18 und 19/20.

48. Vielfache Anwendungsmöglichkeiten der Zementkanone. Kurze Mitteilungen nach La Vie technique et industrielle in der Z. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1920, Nr. 49, S. 319.

49. Eisenbahnwagen aus Eisenbeton. Von Ing. Max Gensbaur, Kladno. Beton und Eisen 1920, Heft 19/20 und 21/22.

50. Düngerstätten. a) Mistgrube, 2) Jauchbehälter. Angaben über Herstellungen in Beton und Eisenbeton-Erforderliche Abmessungen, bauliche Ausbildung, Mischungsverhältnisse, Auskleidungen usw. Beton und Eisen 1920, Heft 19/20, S. 238.

Eisenbau.

Eisenbrücken siehe unter Brückenbau.

— — — —

Holzbau.

51. Holzbau statt anderer Ersatzbauweisen. Von Staatsbahnrat Ing. Ludwig Fischer. Z. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1920, Nr. 49, S. 317—318.

52. Holzimprägnierung mit ölgelösten Chromverbindungen (Chromol). Von Dr.-Ing. F. Moll, Berlin. Holzbau 1920, Nr. 23. Zu den Ausführungen daselbst Nr. 17.

Städtebau und städtischer Tiefbau.

53. Aufgaben und wirtschaftliche Beziehungen im Städtebau. Von Stadtbaurat H. Kalbfus, Landau, Pfalz. Städtischer Tiefbau 1920, Heft 23, S. 179—186.

Kunst im Ingenieurwesen. Wirtschaftliches. Personalnachrichten. Vereinsnachrichten. Standesvertretung. Sonstiges.

54. Bauverträge der Übergangswirtschaft mit Berücksichtigung der Schwankungen der Arbeitslöhne und Baustoffpreise. Von Ing. Walther Schuloff, Ziv.-Ing. und Stadtbaumeister, Wien. Ztschr. d. österr. Ing.- und Arch.-Vereins 1920, Nr. 45, 46, 47 und 50. I. Der Bauvertrag. II. Die Vergebungsarten im Frieden. 1. Bauausführung in Pauschale. 2. Bauausführung nach Einheitssätzen gegen Verrechnung im Nachmaß. 3. Nach Einheitspreisen für 1 qm verbaute Fläche bzw. 1 cbm überbauten Raum. 4. Im Tagelohn (Regiearbeit). III. Die Entwicklung der Verhältnisse während des Krieges und nach dem Zusammenbruche. IV. Die Bauverträge während des Krieges und in der Übergangswirtschaft. 1. Der rohe Selbstkostenvertrag. 2. Tagelohn mit veränderlichen Tagelohnpreisen. 3. Der koloniale Bauvertrag. 4. Der Selbstkostenvertrag mit fester Stichsumme und begrenztem Gewinn und Verlust. 5. Selbstkostenvertrag mit veränderlicher Stichsumme. 6. Vergebung nach dem Schätzungsverfahren. 7. Die Vergebung zu festen Einheitspreisen, mit Übernahme der Lohn- und Preisschwankungen durch den Bauherrn. (Letzteres wird ausführlich behandelt.) 10 Seiten.

55. Verwendung von Kriegsmaschinen zu Wiederaufbauzwecken im Tiefbaugewerbe. Von Reg.-Baumeister Dr.-Ing. A. Macholl in Berlin. 1½ Seite in der Technischen Rundschau, 26. Jahrgang, Nr. 22. Abdruck davon im Tiefbau 1920, Nr. 95.

56. Regierungsbaumeister Dr.-Ing. Th. Rümelin †. Längerer Nachruf im Zentralbl. d. Bauverw. 1920, Nr. 97, S. 612, Z. d. V. d. Ing. 1920, Nr. 50, S. 1063.

57. C. O. Gleim. Nachrufe in d. Rundschau d. Z. d. V. d. Ing. 1920, Nr. 50, S. 1063.

58. Albert Brandt †. Nachruf in Beton und Eisen 1920, Heft 19/20, S. 238.

59. Tagung der Hafenbautechnischen Gesellschaft in Hamburg. Beton und Eisen 1920, Heft 19/20, S. 239. Vgl. Bau-Ing. 1920, Heft 21, S. 623.

KURZE TECHNISCHE BERICHTE USW.

Die Verordnung des Reichsarbeitsministers zum Schutze der Preßluftarbeiter vom 28. Juni 1920.

Von Ing. A. Haag, Nikolasee.

Die Verpflichtung zur Anmeldung auszuführender Preßluftarbeiten beim Gewerbeaufsichtsbeamten — sofern nicht die Landesbehörde allgemein oder für einzelne Fälle eine andere Stelle bestimmt — (§ 1) und die Vorschrift, daß die Betriebsführer von Preßluftarbeiten die für ihre Stellung erforderlichen Kenntnisse besitzen und sich hierüber dem zuständigen Aufsichtsbeamten gegenüber ausweisen müssen (§ 2), erscheinen als die wichtigsten und umfassendsten Bestimmungen der neuen Verordnung (Reichstagsdrucksache I. 1920. Nr. 176 und Deutscher Reichsanzeiger und Preuß. Staatsanzeiger Nr. 147 v. 6. Juli 1920).

In erster Linie muß der Gewerbeaufsichtsbeamte ein in Preßluftarbeiten erfahrener Mann sein. Da es nicht viele Gewerbeaufsichtsbeamte mit den nötigen Erfahrungen in Preßluftarbeiten geben wird, wird in vielen Fällen die Landesbehörde eine andere Stelle zur Aufsichtführung zu bestimmen haben. Als solche Stellen dürften sich vielleicht die Unfallversicherungsgenossenschaften, die an der Verhütung von Unfällen das größte Interesse haben, eignen, vorausgesetzt, daß ihnen die nötigen erfahrenen Überwachungsbeamten zur Seite stehen. Sowohl Aufsichtsbeamte wie Betriebsführer müssen praktisch erprobte Leute sein. Akademische Kenntnis der Arbeitsbetriebe in Preßluft allein genügt nicht!

Bezüglich der übrigen Bestimmungen der Verordnung dürfte, soweit sie nicht ohne weiteres als zweckmäßig erscheinen, folgendes in technischer Hinsicht zu bemerken sein:

Die Vorschriften über Anzahl und Betrieb der erforderlichen Druckluftpumpen und Antriebsvorrichtungen dieser Pumpen (§ 4) sind in allen Fällen, in denen der Luftdruck im Arbeitsraum und der Auftrieb der Arbeitskammer für längere Zeit ununterbrochen erhalten bleiben müssen — z. B. während der Absenkung eines an einem Gerüst hängenden Pfeilers durchs Wasser bis auf die Sohle des Gewässers oder durch schlammigen Boden bis auf den festen Untergrund — sinngemäß zu befolgen. Die Sicherheitsforderungen müssen vollauf genügen, dürfen aber nicht übertrieben werden. Es gibt auch Fälle einfacher Gründungen, z. B. die Absenkung eines Brunnens mittels Druckluft vom festen Land aus, wo die Aufstellung einer einzigen Druckluftpumpe mit Antriebmotor genügt, sofern ein sicher wirkendes Rückschlagventil in der Druckluftleitung vorhanden ist, das jedes zu schnelle Entweichen der Druckluft aus dem Arbeitsraum verhindert. Derartige einfache Gründungen vollziehen sich leicht und schnell. Sie sollten, nebenbei gesagt, viel öfter ausgeführt werden, als geschieht. In solchen Fällen schadet ein zeitweiliges Stillstehen der Druckluftpumpe weder den Arbeitern, die sich mit langsam abnehmendem Luftdruck aus dem Arbeitsraum zurückziehen, noch dem Bauwerk. Diese einfache Gründungsweise kann auch bei größeren Wassertiefen als 13 m unbedenklich angewendet werden.

Die Menge der von den Druckluftpumpen zu liefernden Druckluft (§ 4) hängt nicht nur von der Zahl der im Arbeitsraum tätigen Arbeiter, der Dichtigkeit der Wände des Arbeitsraumes, der Leitungen, Schleusen, Schächte usw., sondern mitunter noch von manchen anderen Umständen, z. B. Ausdünstungen des zu durchfahrenden Bodens im Arbeitsraum, daselbst auszuführenden Spreng-, Asphalt-, Löt- u. dgl. Arbeiten usw. ab und muß in allen solchen Fällen dem jeweiligen Bedarf angepaßt werden.

Die Luftschleusen sollten immer — nicht nur, wenn der Luftdruck 1,3 kg/qcm nicht übersteigt — so groß und zahlreich bemessen sein, daß die Preßluftmannschaft schnellstens ausgeschleust werden oder sich wenigstens in Sicherheit bringen kann. Denn bei einem plötzlichen oder zu schnellen Entweichen der Druckluft aus dem Arbeitsraum ist die Gefahr des Ertrinkens in allen Wassertiefen die gleiche.

Das Rückschlagventil in der Druckluftzuleitung (§ 7) — die „Seele" des ganzen Druckluftbetriebes — sollte stets von einfachster Bauart und im Arbeitsraum an leicht zugänglicher Stelle angebracht sein. Auf die dauernde Inordnunghaltung dieses Ventils ist besonders zu achten!

Wie die Vorschriften über Anzahl und Betrieb der zu verwendenden Druckluftpumpen, so erscheinen auch die Vorschriften über die anzulegenden Druckluftleitungen (§ 4) als oft zu weitgehende. Meistens werden einfache Leitungen nach den Arbeitsräumen genügen. Die umständliche Prüfung der Druckluftleitungen, Schachtrohre und Schleusen mittels Wasserdruck von 3 kg/qcm in größeren Zeitabständen, ähnlich wie bei Dampfkesseln üblich, dürfte genügen, anstatt vor jeder Inbetriebnahme der Teile. Auch die Einschaltung eines Windkessels in die Hauptdruckluftleitung (§ 6) wird manchmal entbehrlich sein. Der größte und beste Windkessel zum Ausgleich plötzlicher Druckschwankungen ist der Arbeitsraum selbst.

Bei einfachen Gründungen kommt es vor, daß es rätlich erscheint, zwei in annähernd gleicher Wassertiefe befindliche Arbeitskammern aus nur einer Hauptluftleitung zu speisen. Dann ist für den Arbeitsraum, in dem der kleinere Luftdruck herzustellen ist, ein Druckminderventil in die Hauptleitung einzuschalten, da, wo die Luftleitungen nach den Arbeitskammern von der Hauptleitung abzweigen. Solche Anordnungen sollten bei Zweckmäßigkeit zulässig sein.

Ein Sicherheitsventil in der Druckluftleitung (§ 7) ist entbehrlich, wenn der Boden um die Arbeitskammer herum lose oder so luftdurchlässig ist, daß ein nennenswert höherer Luftdruck, als der dem äußeren Wasserdruck entsprechende, im Arbeitsraum überhaupt nicht herstellbar ist, oder wenn der Senkkasten im offenen Wasser hängt. Die von den Pumpen zu viel gelieferte Druckluft wird in solchen Fällen nützlich den Arbeitsräumen zugeführt, wo sie zur Lufterneuerung dient und hierauf unter der Schneide der Arbeitsraumwände unschädlich entweicht. Da, wo Luftentweichungen Schaden verursachen können, muß die Luftzuführung vermindert werden, was durch Verlangsamung des Pumpenganges oder Verwendung von Ventilen geschehen kann.

Die in § 10 der Vorschriften enthaltene Beschränkung in der Anordnung getrennter Schleusen und Schächte für Personen- und Materialbeförderung auf die Fälle, in denen der Luftüberdruck 1,3 kg/qcm übersteigt, erscheint weder als begründet noch als empfehlenswert. Vielmehr sollte in allen Betrieben, in denen die Raumverhältnisse die Anordnung getrennter Personen- und Materialschleusen irgendwie zulassen, einerlei wie tief die Arbeitsräume unter Wasser liegen, die Trennung durchgeführt werden, schon der Gefahren wegen, die bestehen, wenn die Arbeiter in denselben Schächten auf- und niederklettern müssen, in denen die Materialfördergefäße auf- und niederlaufen. Diese Gefahren bestehen in jeder Wassertiefe, ebenso wie die bei Nichttrennung der beiden Förderbetriebe lästigen und unvermeidlichen gegenseitigen Störungen der Betriebe und die für die Arbeiter hierdurch entstehenden gesundheitlichen Nachteile. Die Arbeitsräume müssen jederzeit auf sauberen, bequemen und ungefährdeten Wegen erreicht und verlassen werden können! (vergl. Z. d. B. Jahrg. 1920, Nr. 26, S. 151). Die Forderung getrennter Schleusen wird sich in der Praxis meistens von selbst erfüllen. Denn, wer sich Schleusen und Schachtrohre anschafft, wird solche wählen, die er auch bei einem Luftüberdruck über 1,3 kg/qcm hinaus verwenden kann, und dann wird er schon im eigenen Interesse die Trennung von Personen- und Materialförderung auch bei geringerem Luftüberdruck durchführen. Bequeme Personenbeförderung, tunlichst auf Treppen oder mittels sicher arbeitender Aufzüge in den Schächten, in denen neben den Aufzügen noch Steigeleitern für Notfälle vorhanden sind, ist schon für die Herausbringung im Arbeitsraum verletzter oder erkrankter Arbeiter erforderlich. Schwerverletzte Arbeiter müssen, falls keine Treppe oder kein Personenaufzug vorhanden sein kann, im Notfalle mit dem Materialaufzug ins Freie gebracht werden können.

Die Bestimmung im § 14 über Türverschlüsse dürfte zweckmäßig dahingehend verschärft werden, daß alle Materialschleusentüren, auch die unteren Hosentüren, vom Innenluftdruck verschlossen gehalten werden müssen, wie dies seither schon bei manchen Schleusen mit Schiebetüren der Fall ist.

Die weitere Bestimmung, daß in die Personen- und Materialschleusen beim Ein- und Ausschleusen nur Preßluft aus den Druckpumpen und Preßluftleitungen, nicht aus den Arbeitskammern, einströmen darf (§ 15), erscheint als unbequem und zu weitgehend. Beim Ausschleusen strömt in der Regel Druckluft nur aus, nicht ein; und warum die einsteigenden Arbeiter keine Druckluft aus dem Arbeitsraum, in den sie gerade hineinwollen, zugeführt bekommen sollen, ist nicht erklärlich; jedenfalls können die Materialschleusen mit Druckluft aus dem Arbeitsraum gespeist werden.

Die Vorschrift, daß in jeder Schleuse eine Anzahl trockener, wollener Decken bereitzuhalten ist (§ 17), wird schwer durchzuführen sein, weil die Decken durch die beim Ausschleusen infolge Abkühlung der Druckluft sich bildenden unvermeidlichen Niederschläge eines Teiles des Wassergehaltes der Luft durchnäßt werden. Es wird richtiger sein, den Arbeitern zu überlassen, sich mit den für das Ausschleusen nötigen warmen Kleidungsstücken selbst zu versehen und nur vor der äußeren Schleusentür eine Anzahl trockener, warmer Decken für die ausgeschleusten Arbeiter bereit zu halten.

Einige der Bestimmungen über Krankenkammern, Aufenthalts- und Umkleideräume sowie ärztliche Überwachung der Betriebe (§ 21—33) sind willkommen zu heißen, vorausgesetzt, daß sie nicht in lästiger Weise angewendet werden. Sie erschweren und verteuern die Druckluftbetriebe erheblich, sind aber dem Schutze und Wohle der Arbeiter dienlich. Andere dieser Bestimmungen, z. B. die betr. Herstellung von Fernsprechverbindungen, Anstellung eines Druckluftarztes, Aufzeichnung der Schleusungszeiten durch selbsttätige Vorrichtungen usw. gehen für viele Fälle zu weit!

Bezüglich der Dauer der Arbeitszeit und der Ein- und Ausschleusezeiten (§§ 34—36) wird es schwierig werden, die Arbeiter an diese Vorschriften zu gewöhnen. Die Vorschriften können allgemein

als ein guter Anhalt und Rat dienen. Im übrigen wird jeder Arbeiter bald selbst merken, ob und wie lange er die Arbeit in Druckluft verträgt und welche Zeiten er, seiner Konstitution entsprechend, zum Ein- und Ausschleusen gebraucht. Sperrt man den Arbeiter zu lange in die Kammern ein, so wird er unwillig und ungeduldig. Er zerstört dann erfahrungsgemäß die ihm hemmend, überflüssig und lästig erscheinenden Vorrichtungen oder macht sie unbrauchbar. Am besten wird jeder Arbeiter so lange in der Druckluft beschäftigt, wie ihm seiner Konstitution nach zuträglich ist. Ebenso können ihm seine Schleusungszeiten vorgeschrieben werden. Fragen, die mit der körperlichen Konstitution so zusammenhängen, wie diese, sind schwer oder nicht in Vorschriften faßbar. Hält der Arbeiter die ihm vorgeschriebenen Arbeits- und Schleusungszeiten nicht ein, so hat er sich die Folgen seiner eigensinnigen Handlungsweise selbst zuzuschreiben und ist ihm die Weiterarbeit in Druckluft zu untersagen.

Bei Trennung der Personen- und Materialförderung lassen sich alle störenden Schichtwechsel vermeiden. Sobald ein oder mehrere Arbeiter aus der Schleuse herauskommen, treten dafür andere Arbeiter in die Schleusenkammern ein. Der Wechsel der Mannschaft vollzieht sich so allmählich, den ganzen Tag über, ohne Betriebsunterbrechung oder Störung.

Arbeiten in mehr als 30 m Wassertiefe sollten, der gesundheitlichen Gefahren wegen, mit denen sie verbunden sind, im allgemeinen verboten sein, wo sie aber unvermeidlich sind, nur ausnahmsweise, unter strengster Prüfung auf ihre Notwendigkeit, gestattet werden und dann unter verschärfter Aufsicht zur Ausführung kommen.

Die Schleusenwärter in den Schleusen (§ 37) müßten oft wechseln, weil es ihnen gesundheitlich nachteilig sein würde, wenn sie den Übergang in die und aus der Druckluft täglich zu oft und in kurzer Folge wiederholten. Die Arbeiter lernen bekanntlich das sich selbst Ein- und Ausschleusen bald so gut, daß der Schleusenwärter sie nicht mehr zu begleiten braucht, sondern auf seinem Posten vor der Schleuse bleiben kann.

Im allgemeinen werden die erlassenen Vorschriften den Schutz der Preßluftarbeiter vor Erkrankungen und Gefahren fördern. Einzelne der Bestimmungen werden aber die Geduld der Arbeiter und Arbeitgeber auf eine harte Probe stellen oder sich als undurchführbar erweisen. Es werden daher voraussichtlich viele Anträge, betreffend die Genehmigung von Ausnahmen (§ 53), zu erwarten sein. Aus diesen Anträgen wird sich dann im Laufe der Zeit ergeben, wie die Vorschriften zu ändern sind, damit sie in die Praxis passen.

Es erscheint unmöglich, für die vielen verwickelten und ineinandergreifenden Vorgänge und Umstände, die bei Bauausführungen unter Anwendung von Druckluft alle zu berücksichtigen sind, allgemein gültige Vorschriften aufzustellen. Die Auslegung der Bestimmungen der Verordnung darf nur in dem guten Sinne erfolgen, der der ganzen Verordnung zu Grunde liegt. Eine Auslegung der Bestimmungen ohne genügendes Verständnis für die Arbeiten — etwa dem bloßen Buchstaben nach — würde die Verordnung zu einer oft unbequemen, schweren Last machen. Die richtigen Anordnungen am Bau zu treffen, muß den bauleitenden Ingenieuren und den Betriebsführern überlassen bleiben, die praktisch erfahrene, zuverlässige Leute sein müssen, wie § 2 der Verordnung in willkommener Weise vorschreibt.

Über den Druck des Betons auf die Schalungen.

Über diese Frage ist bisher nur weniges veröffentlicht worden. In Deutschland hat sie in einer Dissertation (Paul Noack, Diss. Dresden 1918) eine Bearbeitung erfahren, doch ist diese der Zeitverhältnisse wegen noch nicht gedruckt worden. Ein neuer Beitrag hierzu liegt in einem Artikel von „Eng.-News-Record" vom 1. 4. 1920 vor. Es handelt sich um die Beschreibung von Messungen des Druckes auf die Schalung einer Säule. Mit besonderen Metallmembranen, die in dem hochgestellten Schalungskasten an drei Seiten und an dem Sohlbrett, das den unteren Abschluß bildet, angebracht sind, hat man den Druck in jeder Richtung ermittelt. Die Meßapparate bestehen aus Metallkapseln, die mit ihren kreisrunden 63 Quadratzentimeter aufweisenden Vorderflächen in die Schalung dicht eingebaut werden. Die Kapseln sind mit Luft gefüllt und an eine Druckluftleitung angeschlossen. Die Eindrückung der Membrane wird jeweils durch Luftdrucksteigerung im Innern der Kapsel ausgeglichen. Es ist einleuchtend, daß in dem Maße des Luftdrucks alsdann der Betondruck auf die Außenseite der Membrane abgelesen werden kann. Die Steigerung des Luftdrucks in der Kapsel wird nahezu selbsttätig ausgelöst, indem die geringste Eindrückung der Membrane einen elektrischen Strom schließt. Derartige Flächendruckmesser sind bei Erddruckmessungen u. dgl. schon mehrfach verwendet worden. Bei den Messungen handelt es sich um den Druck ruhender Massen. Den Stoß bewegter Massen (einlaufenden Betons) vermag man naturgemäß mit dem beschriebenen Verfahren nicht zuermitteln.

Die stehende Form ist dann mit sorgfältig hergestelltem und ebenso gemischtem Beton unter ständigem Beklopfen der Schalung von oben her abschnittsweise gefüllt worden. Nach Beendigung jedes Abschnittes sind die Drucke an den Meßstellen abgelesen worden.

Die Ablesungen sind einerseits unmittelbar nach dem Einfüllen der abgemessenen Betonmenge, anderseits fünf Minuten danach und weiter zehn Minuten danach, unmittelbar vor der neuen Einschüttung vorgenommen worden.

Der Druck hängt ab von der Betonart, von der Art der Einfüllung und von dem Ausmaß der Grundfläche. Die Versuche sind z. Zt. noch zu wenig umfangreich, um Gesetzmäßigkeiten in jeder Hinsicht aufzustellen. Es wird nur festgestellt, daß bei geringer Höhe der Schüttung der Sohlendruck gleich dem Wasserdruck, multipliziert mit dem Betonraumgewicht ist. Bei größeren Füllhöhen verringert sich naturgemäß der Druck gegenüber dem Wasserdruck infolge der seitlichen Abstützung der Masse, was bei allen Stoffen, die eine große innere Reibung aufweisen, zu beobachten ist. Das Maß dieser Verringerung hängt von der Art des Betons ab. Hoher Zementgehalt erhöht den Seitendruck. Die seitlichen Drucke nahe der Grundfläche erreichen bei der Fortsetzung der Füllung einen Höchstwert und nehmen dann schließlich zu Null ab. (Gemeint ist hiermit wohl, daß von einer gewissen Füllhöhe ab die Seitendruckzunahme gleich Null wird.) Die Sohlendrucke sind immer größer als die Seitendrucke. Auch bei ihnen verringert sich mit wachsender Füllhöhe der Zuwachs, doch wird er innerhalb der angewandten Höhen nicht völlig gleich Null. Der Einfluß der Bewehrung macht sich, jedoch in unbedeutendem Maße, wie zu erwarten, in einer Verringerung der Drucke geltend. Hierbei ist an Eisen gedacht, die lotrecht angeordnet sind (Säulen). Die größten Drucke hat wider Erwarten ein Beton erzeugt, der die geringste zur Verarbeitbarkeit noch angängige Feuchtigkeit aufwies. Das rührt zweifellos von der Einwirkung des Stampfens her, die bei nassen Mischungen fortfällt. Wenn die Säulenhöhe mehr als 4 Fuß beträgt, ist jedoch der Druck der nassen Mischungen der größere. Auch eine Formel, von deren Wiedergabe jedoch hier abgesehen wird, wird schließlich aufgestellt.

Dr.-Ing. Kunze.

Bleibende Quellung in Eisenbahndämmen.

Um die üblichen 10 v. H. nachzuprüfen, haben 2 Ingenieure der Chicago, Burlington u. Quincy-Bahn in den Vereinigten Staaten Versuche über die bleibende Quellung angestellt. Die Versuchsanordnung ist so geschickt und die Ergebnisse sind so weit neu, daß ein kurzer Bericht darüber gerechtfertigt erscheint (Railway Age 1920/23).

Der Gedanke, der den Versuchen zugrunde lag, ist: die Schwere einer gleichen Raummenge ein und derselben Bodenart in gewachsenem und verbautem Zustande festzustellen und daraus die bleibende Quellung in Prozenten zu berechnen. Die Strecken der oben genannten Bahn boten besonders günstige Verhältnisse. Der Boden des Versuchsgebietes — die nördlichen Teile von Illinois und Missouri und Süd-Iowa, also das Stromgebiet des Mississippi und Missouri — besteht aus Sand, Lehm, Ton verschiedener Farbe und Mischung. Die Eisenbahndämme sind meistens aus flachen Seitenentnahmen längs der Bahn gebildet, so daß eine hinreichende Identität der Versuchsmasse sichergestellt war. Im ganzen wurden an 89 sorgfältig ausgewählten Punkten und vorwiegend an schon recht alten zusammengefahrenen Dämmen (bis 50 Jahre) Erdproben entnommen.

Um die Erdproben zu gewinnen, wurde eine kleine Baugrube bis auf eine gewisser Tiefe ausgehoben, zuletzt aber so, daß in der Mitte ein Erdkern bestimmter Höhe und Dicke stehen blieb, etwa wie ein hoher Baumstumpf anzusehen, und hinsichtlich Lagerung und Dichte vollständig unberührt. Auf diesen Kern stellte man einen beiderseits offenen, unten aber zugeschärften Metallzylinder von rd. 25 cm Höhe und Weite und drückte ihn nach unten über den Kern,

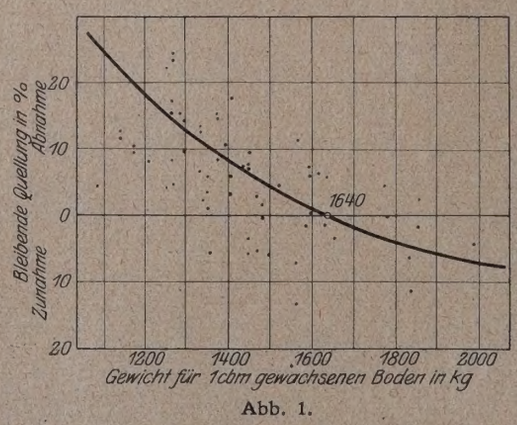


Abb. 1.

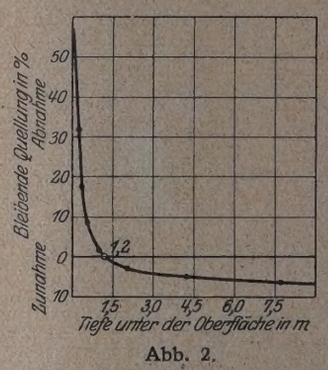


Abb. 2.

wobei die äußere, überflüssige Schicht abgestochen wurde, so daß er jetzt fest wie eine Hülse über dem Kern saß. Nachdem dann die Oberfläche mit dem Zylinderrand sauber abgeglichen war, wurde ein Deckel aufgeschraubt, der Kern vom Boden der Grube roh getrennt, der Zylinder mit Inhalt umgedreht und nun auch die Unterfläche sauber abgeglichen. Die so entnommene Probe, rd. 14 dm³ kam in

die Versuchsanstalt, wo die Gewichte bei der Ankunft und nach vollständiger Trocknung genau festgestellt wurden.

Da von vornherein zu erwarten stand, daß das Raumgewicht der Proben und die Tiefe der Schicht, aus der sie stammten, von Einfluß sei, sind die Wägeergebnisse zu beiden in Beziehung gesetzt und daraus die folgenden Kurven abgeleitet worden:

Abb. 1 zeigt das beachtliche Ergebnis, daß leichtere Bodenarten, bis 1640 kg Gewicht, mit der Zeit im Damm stärker gedichtet werden, als sie es im gewachsenen Zustande an den betr. Versuchsstellen waren, und daß erst Massen über 1640 kg unter Dauerbetrieb wirklich eine bleibende Quellung behalten. Und Abb. 2 läßt erkennen, daß Massen bis etwa 1,2 m unter der Oberfläche ebenfalls unter dem Einfluß der Betriebslasten mehr gedichtet werden, und daß erst tiefere Schichten bleibende Quellung zeigen. — Ganz entsprechend werden sich auch die höher liegenden Schichten unter der Oberfläche durch die Auflast aus Damm und Betrieb stärker setzen als im Naturzustande.

Obwohl nicht vergessen werden darf, daß die vorgeführten Ergebnisse nur für das Versuchsgebiet und die gerade anstehenden Bodenarten gelten, daß die angeschnittene Frage für Amerika auch von ganz anderer Wichtigkeit ist als für uns, weil dort 60 bis 100 v. H. aller Eisenbahndämme aus flachen Seitenentnahmen gebildet werden, so dürfte der mit diesen Versuchen beschrittene Weg einer weiteren Verfolgung doch wohl würdig sein. Dr.-Ing. Gläsel.

Der Suezkanal im Jahre 1919.

Handelsverkehr 1913: 25,75, 1918: 7,8, 1919: 13,8 Mill. Tonnen.
Unkosten 1918: 33,6, 1919: 42,13 Mill. frs.

1 Tonne Steinkohle kostete in Port Said vor dem Kriege 32 bis 38 frs, 1918: im Mittel 314 frs, 1919: im Mittel 154 frs.

Kanalabgaben: 8,25 frs für jede Nettoregistertonne; Schiffe mit Ballast zahlen 5,5 frs für je 1 Tonne.

Zur Instandhaltung wurden rd. 1,4 Mill. cbm 1919 gegen 1,5 Mill. cbm 1918 gebaggert, und zwar 0,86 Mill. cbm in der 1. Hälfte des Jahres in der Reede, im Vorhafen und im Hafen von Port Said und 0,53 Mill. cbm im Kanal.

Die begonnene Kanalverbreiterung konnte noch nicht im wirksamen Umfange wieder aufgenommen werden. Dagegen wurde die 1914 begonnene Verlängerung der westlichen Mole in Port Said durch 750 m lange Steinschüttung fortgesetzt. Bis 1917 sollte der Kanal durchgehends 12 m Tiefe erhalten haben; man rechnet damit, dies bis 1924 durchführen zu können.

Bei El Kantara, 45 km von Port Said entfernt, wurde während des Krieges für die Eisenbahn nach El Arisch eine Drehbrücke mit 42 m l. W. für die Groß- und einer Nebenöffnung für die Kleinschiffahrt erbaut, deren Bewegungsvorrichtungen als besonders zweckmäßig hervorgehoben werden.

Der Hafen von Suez wird bedeutend erweitert. Als Zugang vom Roten Meer zum Hafen wird ein 2,2 km langer, 150 m breiter und 12,2 m unter niedrigstem N. W. tiefer Kanal gebaggert. Nördlich von Suez liegt eine ausgedehnte Petroleumraffinerie mit Tankanlagen in Port-Thewfik, der Mündung des Kanals, für welche diese Hafenerweiterung von besonderer Bedeutung ist.

Eine ausführliche Beschreibung der Hafenerweiterung gibt der leitende Ingenieur für Seebau in Ägypten, M. Gaston Jondet, in „Le Port de Suez, Mémoires présentés à la Société Sultaniek de Géographie, publiés Cairo 1919".

Der Artikel bringt noch nähere Angaben über Personen- und Frachtverkehr, Anteil der einzelnen Länder und Dauer der Durchfahrt. (De Ingenieur Nr. 33 vom 14. Aug. 1919.) Kr.

Zweigelenkrahmen ohne Biegungsmomente.

Zuschrift.

Im Heft 11 des „Bauingenieurs" behandelt Dipl.-Ing. W. Fechner Bremen, statisch bestimmte Kraftwirkungen in statisch unbestimmten Systemen. Das hier behandelte Thema hielt ich bis jetzt für allgemein bekannt. Die Veröffentlichung scheint aber doch wohl ihre Berechtigung zu haben, da selbst in dem bekannten Buche von Prof. Dr.-Ing. A. Kleinlogel „Rahmenformeln" II. Auflage der weiter unten aufgestellte Satz nicht beachtet wurde. Hält man sich diesen vor Augen, so sieht man auf den ersten Blick, daß die Formeln S. 37 u. 44 falsch sind.

Man kann aber die von Fechner aufgestellten Sätze viel allgemeiner in einen einzigen Satz zusammenfassen. Es handelt sich nämlich, wie der Titel des Artikels besagt, um Zweigelenkrahmen ohne Biegungsmomente. Der Ausdrucksweise Fechners „statisch bestimmte Kraftwirkungen" kann ich mich nicht anschließen. Unter einem statisch bestimmten Träger verstehe ich nämlich einen solchen Träger, der nur mittels der statischen Bedingungen — d. s. die Gleichgewichtsbedingungen der Ebene oder des Raumes — berechnet werden kann. Das ist bei Fechner erst dann der Fall, nachdem er aus dem Satze vom Minimum der Deformationsarbeit einen Schluß gezogen hat. Dieser Schluß enthält aber die statische Unbestimmtheit. Ich habe daher für diesen Artikel obigen Titel gewählt, der wohl, wie man unten sehen wird, jede Unzweideutigkeit ausschaltet.

Zur Ableitung des Satzes sei folgendes bemerkt:

Bekanntlich ist die Ausweichung eines frei aufliegenden Rahmens in der Kämpferverbindungslinie gleich dem $\frac{1}{EJ}$-fachen statischen Moment der am Rahmen abgewickelten Momentenflächen, wenn die Normalkräfte, wie üblich, vernachlässigt werden. Daher ist für einen Zweigelenkrahmen mit festen, unnachgiebigen Widerlagern unter derselben Voraussetzung dieses $\frac{1}{EJ}$-fache statische Moment gleich Null. Das endgültige Moment eines Zweigelenkeahmens ist aber

$$M = \mathfrak{M} + X\,\mathfrak{M}_x,$$

wenn $\mathfrak{M}$ das Moment des freiaufliegenden Rahmens als Grundfall ist, während $\mathfrak{M}_x$ die Momente im Fall $X = 1$ bedeuten. Die $\mathfrak{M}_x$ Fläche wird aber durch die Rahmenform selbst dargestellt.

Ist nun die Fläche dieser Rahmenform, also der $\mathfrak{M}_x$-Fläche ähnlich, so kann $M = \mathfrak{M} + X\,\mathfrak{M}_x$ entweder nur durchwegs positiv oder nur durchwegs negativ sein, ein Vorzeichenwechsel ist also ausgeschlossen. Da aber das $\frac{1}{EJ}$-fache Moment der abgewickelten M-Fläche Null sein muß, so kann diese Bedingung nur dadurch erfüllt sein, daß M selbst durchwegs Null ist.

Wir haben also den Satz: In einem Zweigelenkrahmen mit unnachgiebigen Widerlagern treten (bei Vernachlässigung der Deformationen durch Normal- und Querkräfte) keine Biegungsmomente auf, wenn die Form des Rahmens ähnlich der Form der Momentenfläche des frei aufliegenden Rahmens ist.

Anwendung: Auf einen Zweigelenkrahmen wirken verschiedene Kräfte. Man soll denselben so konstruieren, daß unter den alten Voraussetzungen keine Biegungsmomente auftreten. Man berechnet oder zeichnet die Momentenfläche des frei aufliegenden Rahmens und vergrößert oder verkleinert dieselbe in beliebigem Verhältnis. Die Umfangslinien geben die Form des Rahmens an. Oder man kann auch so vorgehen, daß man durch die 2 Gelenkpunkte eine beliebige Stützlinie zeichnet, welche die obige Bedingung ohne weiteres erfüllt.

Die bekanntesten Beispiele, welche auf dem bewiesenen Satz beruhen, sind die nach Fechner angeführten, ferner der Parabelbogen bei gleichförmiger Belastung, der natürlich nach obigem ebenfalls ohne Biegungsmomente ist. Aus dieser Bedingung läßt sich dann der unbekannte Horizontalschub ohne weiteres berechnen.

Dr.-Ing. R. Gärtner.

Erwiderung.

Ich hatte in meinem Aufsatz, Heft 11 dieser Zeitschrift, die Absicht, auf die merkwürdige Erscheinung einer statisch bestimmten Kraftwirkung in statisch unbestimmten Systemen hinzuweisen.

Ich spreche nicht „von statisch bestimmten Trägern", sondern von „statisch bestimmten Kraftwirkungen".

Es handelt sich tatsächlich um letztere, da in den behandelten Fällen die Auflagerreaktionen der statisch unbestimmten Gebilde lediglich mit Hilfe der Gleichgewichtsbedingungen ohne Heranziehung der elastischen Formänderungen bestimmt werden. Die Lösung erfolgt in meinem Aufsatz allerdings durch Kraftzerlegung auf graphischem Wege, was jedoch im Grunde genommen auf dasselbe, d. h. auf die Anwendung der Gleichgewichtsbedingungen, herauskommt.

Die Heranziehung der statisch unbestimmten Größe, die mir Dr.-Ing. Gärtner zum Vorwurf macht, geschieht lediglich zu dem Zwecke, um einen Nachweis für die aufgestellte Behauptung der einfachen Kraftzerlegung zu führen.

Dr.-Ing. Gärtner stützt sich bei seinem Vorwurf lediglich auf die Herleitung meiner Beweisführung, übersieht jedoch vollkommen die angewandte Methode zur Lösung der Aufgaben.

Da die Lösung nur eine einfache Kraftzerlegung ohne Heranziehung der Elastizitätstheorie in den statisch unbestimmten Gebilden erfordert, kann man mit Recht von einer statisch bestimmten Kraftwirkung in statisch unbestimmten Systemen sprechen.

Die von Dr.-Ing. Gärtner gewählte Bezeichnung „Zweigelenkrahmen ohne Biegungsmomente" erscheint mir ungenau und irreführend.

Denn unter einem „Zweigelenkrahmen ohne Biegungsmomente" muß man einen Zweigelenkrahmen verstehen, dessen Form das Entstehen von Biegungsmomenten im allgemeinen ausschließt.

Solche Zweigelenkrahmen gibt es jedoch nicht.

Das Verschwinden der Biegungsmomente tritt vielmehr nur in besonderen Fällen ein, in denen Form und Laststellung in bestimmte Abhängigkeit zueinander kommen.

Dipl.-Ing. Fechner.

Berichtigung.

In Nr. 19 des Jahrganges I ist in der Besprechung von Heft 44 des Deutschen Ausschusses ein Fehler stehen geblieben. Bei den untersuchten breiten Platten haben nicht diejenigen o h n e netzförmige Feuerbewehrung, sondern die m i t einer solchen die stärkere B r u c h last getragen. M. F.

WIRTSCHAFTLICHE MITTEILUNGEN.

Zur wirtschaftlichen Lage.

Wir entnehmen der „Frankfurter Messezeitung" Nr. 21 vom 6. November 1920:

Die wirtschaftlichen Verhältnisse in Deutschland wie die finanzielle Lage bleiben nach wie vor, im ganzen genommen, recht unbefriedigend. Die deutsche Valuta steht unverändert unter scharfem Druck, sie hat sich in der jüngsten Zeit erheblich verschlechtert, und zwar zweifellos unter dem Einfluß sowohl starker deutscher Einfuhrbedrünfisse wie des zum Teil durch die mangelhafte Versorgung unserer Industrie mit ausländischem Rohmaterial und inländischer Kohle verursachten Exportrückganges. Hinzugetreten ist als sehr wesentlich in der Richtung der Valutaverschlechterung wirkender Faktor, daß als Konsequenz des Friedensvertrags jetzt allmonatlich sehr beträchtliche Zahlungen an das Ausland zu leisten sind, die zur Abtragung der deutschen Schulden aus Kriegs- und Vorkriegszeiten dienen müssen. Diese Leistungen resultieren aus dem Liquidationssystem, das uns der Friedensvertrag auferlegt hat. Sie machen sich um so fühlbarer, als die deutschen Forderungssalden an das Ausland, soweit sie nichr allmonatlich zur Verrechnung mit den ausländlschen Salden bereit stehen, uns lediglich auf dem Konto der Wiedergutmachung, das bekanntlich derzeit noch unbeschränkt aufnahmefähig ist, gutgeschrieben werden. Die Ansprüche, die diese Vorgänge an unsere Finanzkraft stellen, sind sehr erheblich, sie legen uns gegenwärtig die Notwendigkeit zur Beschaffung und Hinausgabe von Auslandsdevisen in geradezu riesigem Umfange auf. Wie stark diese Anforderungen sind, geht u. a. daraus hervor, daß zu Ende Oktober 1920 allein an eine einzige englische Firma etwa 1 Million Pfund Sterling, das heißt beim heutigen Valutawerte über eine Viertelmilliarde Mark, auszufolgen sind. Es ist klar, daß unter solchen Belastungen unsere Valuta sich nicht erholen kann. Die ganze Schwierigkeit der Lage ist den deutschen Wirtschaftskreisen wohl bekannt, sie kam soeben sehr nachdrücklich zur Bekundung auf dem in Berlin abgehaltenen Allgemeinen Deutschen Bankiertag.

Die industrielle Lage und die Tätigkeit des Handels müssen naturgemäß unter der Ungunst der allgemeinen Verhältnisse leiden. Es ist unmöglich, daß — trotz des besten Willens und der eifrigsten Mühen der deutschen Kaufmanns- und Industriekreise — ein kräftiger Aufschwung des deutschen Wirtschaftslebens erfolgen kann, solange die Grundlagen der Wirtschaft so schwer bedroht sind, wie dies heute der Fall ist. Der Bann des Friedensvertrags von Versailles lastet niederdrückend auf unserem ökonomischen Leben, wir besitzen keine ausreichende Bewegungsfreiheit in unseren eigenen Grenzen, geschweige denn am Weltmarkt; wir müssen mit einer völlig unzureichenden Arbeitsbasis infolge des Entzugs und des Mangels der wichtigsten Brennstoffe wie infolge des unproduktiven Abflusses wertvollster Produkte als „Wiedergutmachung" rechnen. Die Staatsfinanzen können nicht in Ordnung kommen, weil die deutsche Staatsverschuldung noch immer nicht der Höhe nach übersehbar ist, weil die lasten des Reichshaushalts, die von der Wiedergutmachungsleistung sehr wesentlich mitbestimmt werden müssen, nicht abzugrenzen sind. Der Kredit, das Vertrauen zu Deutschland im Auslande, sie können sich nicht erholen. Um so anerkennenswerter ist, daß der Wille zur Arbeit in Deutschland überall wieder sehr lebendig und kräftig ist, daß sowohl die Arbeiterschaft (von Ausnahmen abgesehen), wie der Kaufmannsstand, wie die Wissenschaft und die Technik mit ihren besten Kräften sich einsetzen, der deutschen Wirtschaft wieder voranzuhelfen; der Selbsterhaltungstrieb erweist sich in Deutschland als durchaus rege. Man kann in dieser Lage nur hoffen, daß trotz der ökonomischen Widerstände, trotz der im Westen noch vorherrschenden Kriegspsychose sich doch in der Allianz unserer einstigen Gegner die Erkenntnis durchsetzt, daß Deutschland lebensfähig und arbeitskräftig erhalten werden müsse, dies im eigenen Interesse der Alliierten, die auf eine starke Wiedergutmachung aus der deutschen Arbeit rechnen und denen gewiß nicht damit gedient ist, wenn das 60-Millionen-Volk im Herzen Europas zum Herde ewiger wirtschaftlicher und politischer Unruhen wird.

Auch an erfreulichen Feststellungen hat es in der letzten Zeit gewiß nicht ganz gefehlt, wenn man sich freilich immer bewußt bleiben muß, daß, solange die Wirtschaft im ganzen nicht wieder in Ordnung kommt, jede einzelne Anstrengung und jeder einzelne Erfolg keine allzugroße Tragweite besitzen können. Es liegen ausländische Aufträge an die deutsche Industrie in einer sehr stattlichen Anzahl vor. Um einzelne Fälle anzuführen, ist darauf zu verweisen, daß die Allgemeine Elektrizitätsgesellschaft in Berlin vor kurzem für englische Rechnung einen Auftrag von etwa 200 000 Pfund Sterling für die Lieferung von elektrischem Installationsmaterial erhalten hat, daß Unternehmungen wie die Hansa-Lloyd-Werke Aktiengesellschaft in Bremen berichten können, wie es ihnen gelungen ist, neue Auslandsverbindungen anzuknüpfen und über einen bedeutenden Auftragsbestand zu angemessenen Preisen zu verfügen. Vor allem aber scheint auch die deutsche Montanindustrie wieder die Verbindung mit dem Auslande in großem Umfange gefunden zu haben. Mehrere der holländischen Ölkonzerne haben den deutschen Hüttenwerken beträchtliche Mengen von Röhren in Auftrag gegeben, man nannte beispielsweise die Bataafsche Petroleumgesellschaft im Haag, die seit Ende des Waffenstillstandes nunmehr bereits für über 400 Millionen Mark direkte Bestellungen nach Deutschland vergeben hat. Und derartige Verträge liegen bereits in größerer Zahl nach Deutschland vor. Es hat also durchaus den Anschein, daß das Ausland an sich gewillt ist, sich die Leistungen der deutschen Industrie und der deutschen Technik nutzbar zu machen. In gleicher Richtung bewegen sich die Mitteilungen, die aus der Farbenindustrie vorliegen. Man liest in der englischen Presse, daß die deutschen Farbenhäuser die geschäftlichen Beziehungen mit den britischen Firmen wieder aufgenommen haben, daß die deutschen Reisenden ganz hervorragende Kollektionen qualitativ hochwertiger Farbstoffe nach England gebracht haben, wo sie nach Art und Beschaffenheit den Neid der britischen Farbenhersteller erregen sollen. Bemerkenswert ist dabei, daß die deutschen Farben in England sehr billig an den Markt kommen, daß die deutschen Fabrikanten noch ihre Rechnung zu Preisen dfinden, die sich nur etwa auf dem vierten Teil der englischen Farbenangebote halten und dabei hinter den letzteren an Qualität zum mindesten nicht zurückbleiben, ja sie teilweise übertreffen sollen. Daß die deutsche Technik am Weltmarkte nicht ohne weiteres auszuschalten ist, hat ein interessanter Vorgang gerade in neuerer Zeit bewiesen. Während des Krieges hat man im Auslande die dort genommenen Patente der deutschen Unternehmungen und Firmen usw. ohne weiteres beschlagnahmt und man hat versucht, auf Grund der Patentschriften die deutsche Produktion nachzuahmen und sich auf diese Weise vom deutschen Markt unabhängig zu machen. Das ist in der Farbenindustrie nur in recht unwesentlichem Umfange und nicht eben mit nachhaltiger Wirkung gelungen, in anderen Industrien scheint es überhaupt nicht möglich gewesen zu sein. So hört man jetzt, daß ein Patent der bekannten Chemischen Fabrik auf Aktien vorm. Schering in Charlottenburg für die Herstellung synthetischen Kampfers in der amerikanischen Union ohne die Mitwirkung der deutschen Erfinder gar nicht ausgebeutet werden kann. Die Amerikaner haben sich denn auch nach Deutschland an die interessierte Firma (die eigentliche, ihres Gutes beraubte Patentbesitzerin) gewandt und unter Anfwendung einer beträchtlichen Zahlung sich nunmehr die Mitwirkung der deutschen Erfinder an der Herstellung synthetischen Kampfers nach dem in Betracht kommenden Patente in der Union gesichert. Das zeigt doch, daß die praktischen Notwendigkeiten sich durchsetzen, daß die deutsche geistige Arbeit nicht einfach durch die Beschlagnahme von Patentschriften ausgeschaltet werden kann. Und das alles ist um so bemerkenswerter, als ja zwischen Deutschland und den Vereinigten Staaten noch nicht einmal Friedenszustand herrscht.

Mit Genugtuung ist im Interesse des deutschen Handels und seiner Beziehungen zum Weltmarkte festzustellen, daß sich eine sehr wichtige Bestimmung des Versailler Friedensvertrags jetzt als unmöglich durchführbar erwiesen hat. In diesem Vertrag ist, wie bekannt, vorgesehen, daß im Falle „absichtlicher Nichterfüllung" der deutschen Wiedergutmachungspflichten die alliierten Staaten berechtigt seien, sich an deutschem Privateigentum schadlos zu halten, das sich in den alliierten Ländern befindet. Diese Bestimmung bedeutet eine ständige Bedrohung des Handelsverkehrs zwischen Deutschland und der Umwelt, da natürlich der Begriff der „absichtlichen Nichterfüllung" von Wiedergutmachungen außerordentlich dehnbar ist und eigentlich immer konstruiert werden kann — da sich ja nie nachweisen läßt, ob eine Nichterfüllung aus deutscher Absicht oder aber aus deutscher Lieferungsunmöglichkeit entstanden ist und der Gegner den Vorwurf der „Absichtlichkeit" der Nichtleistung stets erheben kann, zumal er Richter in eigner Sache ist. Die Folge dieser Bestimmung war, daß der deutsche Verkehr nach dem Auslande, soweit wie irgend angängig, davon absah, in den alliierten Ländern, wo die Bedrohung deutschen Besitzes auf Grund der erwähnten Bestimmung des Friedensvertrages jederzeit eintreten konnte, größere Vermögen, Warenvorräte usw. anzusammeln und zu stapeln. Das wurde nun in den alliierten Ländern als eine sehr wesentliche und den eigenen Interessen abträgliche Erschwerung des Geschäftsverkehrs mit Deutschland empfunden. Man liest jetzt, daß England soeben auf das erwähnte Zugriffsrecht formell verzichtet hat; es handelt sich dabei um das nach Wiederaufnahme des Handelsverkehrs mit England von deutscher Seite in England entstandene Eigentum oder neuentstandene Bankguthaben (nicht aber um das während des Krieges beschlagnahmte Privatgut). Mit dieser englischen Erklärung ist wieder einmal eine der vielen unmöglichen Bestimmungen des Versailler Friedensvertrages als praktisch nicht durchführbar erwiesen. Der englische Entschluß wird zweifellos gerade nach Großbritannien und dem britischen Weltreich hin die deutsche Handels- und Geschäftstätigkeit erheblich zu beleben geeignet sein.

Patentverlängerung in Ungarn.

Am 11. November d. J. wurden verschiedene Änderungen des ungarischen Patentgesetzes beschlossen, darunter gemäß § 2 auch

die Verlängerung der Schutzdauer der bis zum 31. Juli 1914 bestehenden und der bis zum Inkrafttreten des neuen Gesetzes angemeldeten Patente um höchstens 6 Jahre, falls die Ausnutzung der betreffenden Patente infolge des Kriegszustandes oder der damit zusammenhängenden wirtschaftlichen Verhältnisse nicht im vollen Maße möglich war. Über das zur Patentverlängerung führende Verfahren wird eine besondere Verordnung erlassen werden. Bemerkenswert ist ferner, daß die Vollmachten nicht mehr wie bisher beglaubigt zu werden brauchen. Ferner ist mit einer erheblichen, bis zu fünffachen Erhöhung der amtlichen Gebühren zu rechnen, wenngleich das neue Gesetz bisher nur allgemein bestimmt, daß die nach Gesetz von 1895 festgesetzten Gebühren erhöht oder herabgesetzt werden können.

Dr. Arendt, Patentanwalt, Berlin.

GERICHTLICHE ENTSCHEIDUNGEN.

Zur Frage der Strafbarkeit von Handlungen der Arbeiterräte.

(Reichsger. V. 816/19.)

(Nachdruck verboten.) Gelegentlich eines Abwehrstreiks waren im Februar 1919 die Beamten einer Fabrik in Streik getreten, und um sie davon abzubringen, wurde ihnen von dem Arbeiterrat der Fabrik erklärt, daß derjenige, welcher das Werk verlassen wolle, mit Waffengewalt gehindert werden würde, wieder dorthin zurückzukehren, und im Verlaufe der Verhandlungen wurde den Beamten weiter eröffnet, daß ihnen das Verlassen der Fabrikräume nicht gestattet werde. Tatsächlich wurde, um diesem Beschlusse Wirkung zu verleihen, ein mit einem Karabiner bewaffneter Arbeiter als Posten aufgestellt. Als die Beamten später freigelassen wurden, rief ihnen ein Mitglied des Arbeiterrates nach: „Wenn Sie noch einmal die Werkstatt betreten, werden Sie standrechtlich erschossen."

Auf Grund dieser Tatsachen waren die Mitglieder des Arbeiterrates wegen Verstoßes gegen die §§ 239, 240 des Strafgesetzbuches unter Anklage gestellt worden, wonach sich derjenige strafbar macht, der vorsätzlich und widerrechtlich einen andern einsperrt oder der persönlichen Freiheit beraubt oder der einen andern widerrechtlich durch Gewalt oder durch Bedrohung mit einem Verbrechen oder Vergehen zu einer Handlung, Duldung oder Unterlassung nötigt.

Die Angeklagten waren von der Vorinstanz auch zu Strafe verurteilt worden, doch legten sie Revision ein, mit welcher sie geltend machten, sie hätten gar nicht widerrechtlich gehandelt, denn dem Arbeiterrat hätte polizeiliche Gewalt zugestanden.

Das Reichsgericht hat die Revision verworfen. Es kann völlig auf sich beruhen, ob den Arbeiterräten zu der fraglichen Zeit eine Regierungs- oder Polizeigewalt zukam. Jedenfalls waren die Angeklagten den bestehenden Gesetzen unterworfen; denn diese gelten fort, soweit nicht die neue Regierung und Gesetzgebung sie ausdrücklich beseitigt hat. Die Angeklagten haben die Beamten vorsätzlich des Gebrauchs der Freiheit beraubt und sie durch Bedrohung mit Mord und Totschlag zu einer Unterlassung genötigt. Sie mußten sich fürchten, die Fabrik zu betreten, und einzelne Beamte haben es in der Tat nicht gewagt, in den folgenden Tagen ihre Arbeitsstätte aufzusuchen. Die Verurteilung der Angeklagten ist sonach zu Recht erfolgt.

rd.

Erkrankung eines Arbeiters während eines Streiks. Ist die Krankenkasse unterstützungspflichtig?

(Vers. Amt Rheydt, 29. 7. 20.)

(Nachdruck verboten.) Der Kläger war Mitglied der Betriebskrankenkasse eines industriellen Werkes. Am 1. April 1920 traten die Arbeiter des Werkes in den Streik, vor dessen Beendigung der Kläger erkrankte. Nach dem Zeugnisse des behandelnden Arztes war er vom 27. April bis zum 31. Mai 1920 erwerbsunfähig krank. Am 1. Juni nahm der Arbeiter seine Tätigkeit wieder auf.

Die Krankenkasse hatte dem Kläger die Krankenhilfe verweigert, indem sie behauptete, jener habe seine Stelle unter Kontraktbruch verlassen und habe seine Mitgliedschaft verloren, da er von dem Recht der freiwilligen Weiterversicherung in der vorgeschriebenen Frist von drei Wochen keinen Gebrauch gemacht habe.

Der Kläger wandte ein, das Beschäftigungsverhältnis sei nicht gelöst gewesen, denn der Betriebsleiter des Werkes habe wiederholt erklärt, daß alle Ausständigen nach Beilegung der Differenzen ihre Beschäftigung wieder aufnehmen könnten. Danach habe die Versicherung ununterbrochen fortbestanden.

Indessen hat das zuständige Versicherungsamt den Anspruch des Klägers auf Krankengeld und Erstattung der Barauslagen zurückgewiesen.

Der Kläger hat während der Streikzeit nicht in einem fortdauernden Beschäftigungsverhältnis gestanden, es sind keine Kassenbeiträge für ihn entrichtet worden; die Versicherung war bei Eintritt der Erkrankung des Klägers erloschen. Nach der ständigen Rechtsprechung der Versicherungsbehörden hat die Einstellung der Arbeit die Lösung des Beschäftigungsverhältnisses zur Folge, wenn sie seitens des Kassenmitgliedes eigenmächtig und ohne Zustimmung des Arbeitgebers geschieht.

Der Anspruch des Klägers ist daher nicht gerechtfertigt. rd.

Gibt es einen Gebrauchsmusterschutz für unbewegliche Sachen?

(Bescheid des Patentamtes, 308/20. Z. B. II d.)

(Nachdruck verboten.) Ein Ingenieur hatte ein Gebrauchsmuster angemeldet, das lediglich eine Anordnung von Speicheranlagen und Talsperren betraf. Dieser Schutzanspruch wurde vom Patentamt zurückgewiesen.

Es könne dahingestellt bleiben, so meints das Patentamt, ob der Gegenstand der Anmeldung sich als ein Verfahren, als eine Bauweise, darstelle und die Eintragung als Gebrauchsmuster schon aus diesem Grunde ausgeschlossen sei, da ein Verfahren niemals durch ein Modell wiedergegeben werden könne, und es somit schon aus diesem Grunde an dem Erfordernisse eines Modells fehlen würde.

Zweifellos handelt es sich bei dem Gegenstande des angemeldeten Gebrauchsmusters um eine unbewegliche Sache. Auf unbewegliche Sachen und integrierende Bestandteile von solchen erstreckt sich aber der Gebrauchsmusterschutz nicht, da sie weder als eine Arbeitsgerätschaft noch als ein Gebrauchsgegenstand, noch als Teile einer Arbeitsgerätschaft oder eines Gebrauchsgegenstandes betrachtet werden können. Insbesondere sind auch neue Konstruktionen zur Herstellung von Bauten vom Gebrauchsmusterschutz ausgeschlossen. Wenn auch einzelne Teile solcher Konstruktionen, wie Steine, Rohre und dergl., die selbständig ge- und verkauft werden und die durch ihre äußere Gestaltung den Gebrauchszweck fördern, schutzfähig sein können, so erscheint doch die Schutzfähigkeit im vorliegenden Falle deshalb ausgeschlossen, weil es sich offensichtlich um eine auf der Baustelle zu treffende Anordnung handelt, die als solche nicht in den Handel kommt und deshalb kein marktfähiges Modell ist. rd.

Wann ist ein Unfall im Banne des Betriebes erfolgt?

(Reichsvers.-Amt, 7. 2. 20.)

(Nachdruck verboten.) Die Klägerin war, als sie nach Beendigung ihrer Arbeit die Betriebsräume verlassen hatte, beim Heruntersteigen der Treppe des Hauses, in welchem die Arbeitsstätte liegt, einige Stufen abgestürzt und hatte sich einen Armbruch zugezogen.

Die Berufsgenossenschaft hatte den Rentenanspruch der Verletzten abgelehnt, weil der Unfall sich nicht im Banne des Betriebes ereignet habe; denn die Klägerin habe sich auf dem Heimwege befunden, als sie den Unfall erlitt. Die Treppe habe nicht nur als Zugang zur Arbeitsstätte der Klägerin gedient, sondern als Zugang für sämtliche Arbeitsstätten in dem betreffenden Hause. Im übrigen aber sei die Benutzung der Treppe als Zugang zu der Arbeitsstätte der Klägerin verboten gewesen.

Das Reichsversicherungsamt hat jedoch den Rentenanspruch der Klägerin für begründet erklärt. Es handelt sich um einen Betriebsunfall, so heißt es in den Gründen. Der Bann eines Betriebes fängt da an und reicht bis da hin, wo der im Betriebe Tätige dem allgemeinen Verkehr entrückt wird und in den Bereich des Betriebes eintritt oder sich in ihm befindet. Solange ein Arbeiter noch innerhalb der Räumlichkeiten eines Hauses sich aufhält, in welchem seine Betriebswerkstatt ist, ohne daß er etwa entlegene Teile des Hauses aufsucht, die mit dem Betriebe außer jeder Verbindung stehen, befindet er sich im Banne des Betriebes. Daraus, daß die von der Klägerin benutzte Treppe auch zu anderen Betriebsstätten führt, folgt nur, daß diese Treppe einer jeden der in Betracht kommenden Arbeitsstätten als Banngebiet zugerechnet werden muß. Ob diese Treppe als Zugang zu der Werkstätte der Klägerin verboten war, ist hier nicht zu erörtern, denn aus dem Zeugnisse des Arbeitgebers der Klägerin geht hervor, daß die Treppe seit Jahren ungehindert von allen im Hause beschäftigten Arbeitern begangen worden ist. Danach befand die Klägerin sich im Banne des Betriebes, als sie den Unfall erlitt, und ihr Rentenanspruch ist gerechtfertigt. rd.

PATENTBERICHT.

Vorbemerkung.

Die erste Ziffer bezeichnet bei den bekanntgemachten Anmeldungen (A) die Klasse mit Angabe der Gruppe. Dann folgt das Aktenzeichen; bei allen Eingaben ist dieses Aktenzeichen an erster Stelle anzuführen.

Der weiter genannte Anmelder hat für den angegebenen Gegenstand an dem an letzter Stelle bezeichneten Tage die Erteilung eines Patents nachgesucht. Für den Gegenstand der Anmeldung treten mit der Bekanntmachung zugunsten des Patentsuchers einstweilen die gesetzlichen Wirkungen des Patents ein.

Innerhalb der Frist von zwei Monaten nach der Veröffentlichung, die am Tage nach der Bekanntmachung im Reichsanzeiger zu laufen beginnt und mit Ablauf des die gleiche Nummer wie der Tag der Veröffentlichung tragenden Tages im übernächsten Monat endigt, kann gegen die Erteilung des Patents Einspruch erhoben werden.

Gedruckte Patentschriften erscheinen erst nach Erteilung des Patents; sie können erst dann bestellt werden. Bestellungen sind an das Reichspatentamt, Berlin SW 61, zu richten. Sie müssen das Patent nach Nummer, Namen und Gegenstand angeben. Der Preis der einzelnen Patentschrift ist 2 M., beim Bezuge von mindestens 20 Stück einer Nummer oder bei Vorbestellungen auf einzelne Klassen, Unterklassen oder Gruppen je 1 M.

Bei den erteilten Patenten (B) ist ebenfalls zunächst Klasse und Gruppe angegeben; dann folgt die Nummer, unter der das Patent, und Name und Adresse desjenigen, für den es in die Patentrolle eingetragen ist. Daran schließt sich die Bezeichnung des Patents an. Das beigefügte Datum gibt den Beginn der Dauer des Patents an. Den Schluß bildet das Aktenzeichen.

Sowohl bei den bekanntgemachten Anmeldungen (A) wie bei den erteilten Patenten (B) bedeutet die Angabe eines fremden Landes unter Hinzufügung eines Tages, daß für die Anmeldung die Priorität auf Grund einer Anmeldung in dem genannten Lande von dem betr. Tag in Anspruch genommen wird.

— — — —

A. Bekanntgemachte Anmeldungen.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 14. Okt. 1920.

Kl. 5 c, Gr. 4. H 77 115. Wilhelm Holte, Übach bei Palenberg, Bez. Aachen. Auskleidungsplatte mit durchbrochenen Stegen für Strecken, Querschläge, Schächte und Tunnel. 21. V. 19.

Kl. 5 c, Gr. 1. Sch 53 067. Herrmann Schwarz, Kray, Rhld. Schellenband für einen zweiteiligen nachgiebigen Grubenstempel. 13. V. 18.

Kl. 37 c, Gr. 1. L 47 511. Carl Lucht, Hanau, Altstr. 4/6. Der Länge nach stufenförmig abgesetzter Dachziegel. 17. XII. 18.

Kl. 37 d, Gr. 36. E 24 861. Fritz Eckert, Wetzlar a. L. Einfriedigung aus durchlaufenden Schichten von in regelrechten Verband verlegten, hochkant gestellten Normalsteinen. 10. II. 20.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 18. Okt. 1920.

Kl. 19 c, Gr. 1. F 44 098. Otto Froherz, Dresden, Glashütter Str. 23. Verfahren zum Herstellen von Schotterstraßen mit einer Zementmörtelschicht als Unterlage. 22. XI. 17.

Kl. 37 b, Gr. 1. D 36 434. Antoine Duffieux, Fontainebleau, Frankr., Vertreter: Patentanwalt Dipl.-Ing. Hans Caminer, Berlin W. 62 und Patentanwalt Dipl.-Ing. K. Wentzel, Frankfurt a. M. Winkelförmiger Baustein. 22. IX. 19. Französische Priorität vom 4. XI. 18.

Kl. 65 a, Gr. 3. M 64 602. Monolitbau, Eisenbeton-Hoch- u. Tiefbau G. m. b. H., Hedelfingen bei Stuttgart. Verfahren im Eisenbetonschiffbau zum Festhalten der Bewehrungseisen während des Flechtens. 3. I. 19.

Kl. 84 a, Gr. 3. M 64 544. Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg A.-G., Nürnberg. Doppelschütze mit versenkbarer Obertafel. 24. XII. 18.

Kl. 84a, Gr. 6. H 57 497. Johannes Heyn, Stettin, Grabower Str. 6b. Von Hand geführte Wasserrechenhacke. 23. VII. 18.

Kl. 84 c, Gr. 3. B 87 049. Wilhelm Bedbur, Herne. Einrichtung zum Verhüten des Luftausbruchs durch den offenen, wassergefüllten Baggerschacht bei Druckluftgründungen. 7. VIII. 18.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 21. Okt. 1920.

Kl. 5 a, Gr. 4. S 50 144. Siemens & Halske, Akt.-Ges., Siemenstadt bei Berlin. Herausnehmbare Vorrichtung zum Einspülen von Rohren mittels Preßwasser. 9. V. 19.

Kl. 37 a, Gr. 4. H 75 542. Karl Hengerer, Stuttgart, Birkenwaldstraße 90. Verfahren zur Herstellung von Wänden, Decken und Dächern aus einem hölzernen Tragwerk und Kunstholzbauteilen. 4. XI. 18.

Kl. 80 b, Gr. 20. K 72 554. Fritz Kliemchen, Schiepzig, Bez. Halle a. S. Verfahren zur Herstellung eines Baustoffes. 31. III 20.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 25. Okt. 1920.

Kl. 5 c, Gr. 4. B 80 800. Oskar von Horstig, Saarbrücken. Nachgiebiger zweiteiliger Grubenstempel nach dem Patent 301 302; Zusatz zum Patent 301 302. 3. I. 16.

Kl. 5 d, Gr. 9. P 37 580. Karl Partsch, Herne i. W. und Otto Lindner, Hindenburg, O.-Schl. Verfahren zum Fördern von Spülversatzgut im Kohlenbergbau mittels Strahlapparates. 26. III. 19.

Kl. 37 b, Gr. 5. Sch 55 594. Emil Schultz, Berlin-Schöneberg, Grunewaldstr. 15. Biegungsfeste Verbindung eines mehrteiligen Mastes, eines Pfahls oder eines ähnlichen Bauteils. 6. II. 18.

Kl. 85 b, Gr. 1. St 30 462. L. & C. Steinmüller, Gummersbach, Rhld. Verfahren und Apparat zum Entfernen von gelöstem Sauerstoff aus Wasser. 27. III. 17.

B. Erteilte Patente.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 18. Okt. 1920.

Kl. 19 b, Gr. 1. 329 599. Richard Chemnitz, Leipzig, Leplaystr. 6. Straßenkehrmaschine für Handbetrieb. 2. X. 18. C 27 618.

Kl. 20 d, Gr. 32. 329 785. Jacob Auler, Köln a. Rh., Plankgasse 52. Fangvorrichtung für elektrische Straßenbahnwagen. 31. V. 19. A 31 846.

Kl. 20 k, Gr. 9. 329 786. Siemens-Schuckertwerke G. m. b. H., Siemensstadt bei Berlin. Fahrleitung mit Kettenaufhängung für Gleiskrümmungen. 2. VII. 19. S 50 483.

Kl. 35 b, Gr. 1. 329 712. Gesellschaft für Förderanlagen Ernst Heckel m. b. H., Saarbrücken. Kabelkran für Hellinge u. dgl. 13. VII. 18. G 46 889.

Kl. 37 b, Gr. 1. 329 802. Otto Ernst, Ulm a. D., Wilandstr. 37. Formstein mit Rundung zur Aufnahme des Fußbodenbelags. 12. III. 19. E 23 805.

Kl. 37 b, Gr. 3. 329 857. Friedrich Kompe, Kiel-Gaarden, Sandkrug 8. Ausspreizbarer räumlicher Träger. 21. I. 18. K 65 455.

Kl. 37 d, Gr. 1. 329 668. Franz Rahe, Osnabrück, Roopstr. 6. Kunststeintreppe. 1. X. 18. R 46 584.

Kl. 37 e, Gr. 8. 329 675. Fritz Methua, Schaffhausen, Schweiz; Vertreter: Patentanwalt Dr. Hederich, Kassel. Vorrichtung zum Verbinden aufeinandergestellter Baugerüststangen mit Klemmhebel und Laschen. 7. VIII. 18. M 63 738. Schweizerische Priorität vom 3. VII. 17 für Anspruch 1.

Kl. 42 a, Gr. 14. 329 609. Dipl.-Ing. Carl Schwarz, Charlottenburg, Grolmannste. 36. Zeichenmaschine; Zusatz zu Patent 329 381. 16. III. 19. Sch 55 287.

Kl. 65 a, Gr. 3. 329 694. Dr.-Ing. Wilhelm Teubert, Minden i. W., Königsglacis 11. Betonschiff mit glattem, gegebenenfalls durch Stahlhaut geschütztem Laderaum ohne Verschalung. 21. II. 20. T 23 675.

Kl. 65 a, Gr. 3. 329 811. Johannes Benjamin Een, Voß, Norwegen, Vertreter: Patentanwälte M. Mintz und Dipl.-Ing. Naumann, Berlin SW. 11. Einrichtung zum Gießen von Eisenbetonschiffen. 18. X. 19. E 24 478. Norwegische Priorität vom 1. II. 18.

Kl. 65 a, Gr. 3. 329 812. Kieler Eisenbeton-Werft A.-G., Neumühlen-Dietrichsdorf. Verfahren zur Herstellung von Eisenbetonschiffen in hohlen Dockkörpern. 7. V. 19. W 52 563.

Kl. 85 c, Gr. 6. 329 766. Fritz Rühl, Solingen, Kronenberger Str. 119. Abwasserkläranlage mit in dem Klärraum jalousieartig übereinander liegenden Leisten, Brettern o. dgl. 19. IV. 14. R 47 404.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 25. Okt. 1920.

Kl. 5 c, Gr. 1. 329 895. Société Anonyme des Hauts-Fourneaux et Fonderies de Pont-à-Mousson, Frankreich, Vertreter: Patentanwälte Dr. G. Döllner, M. Seiler und E. Maemecke, Berlin SW. 61. Verfahren zum Befestigen wasserführender Erdschichten vor dem Niederbringen von Schächten oder vor Beginn anderer Erdarbeiten. 20. III. 14. S 41 729. Französische Priorität vom 12. III. 14.

Kl. 5 c, Gr. 2. 329 896. Société Anonyme des Charbonnages de Beeringen, Beringen, Limburg, Belgien. Vertreter: Patentanwälte Dr. G. Döllner, M. Seiler und E. Maemecke, Berlin SW. 61. Verfahren und Vorrichtung zum Abteufen von Schächten, insbesondere durch wasserführende Schichten. 25. V. 14. S 42 290.

Kl. 5c, Gr. 4. 329 897. Heinrich Freise, Bochum, Dorstener Str. 228. Mehrteiliger nachgiebiger Grubenstempel aus Walzeisen. 20. VI. 19. F 44 774.

Kl. 20 g, Gr. 8. 330 139. Franz Rawie, Osnabrück-Schinkel. Gleitprellbockanlage mit beim Vorschub durch das Wagengewicht belasteter Grundplatte. 9. VI. 15. E 42 017.

Kl. 20 g, Gr. 8. 330 140. Franz Rawie, Osnabrück-Schinkel. Durch Klemmwirkung gebremster eiserner Prellbock. 2. IV. 16. R 43 071.

Kl. 65 a, Gr. 3. 330 116. Kieler Eisenbeton-Werft A.-G., Neumühlen-Dietrichsdorf. Verfahren zur Herstellung von Scheuerleisten für Eisenbetonschiffe. 27. VIII. 19. W 53 283.

Kl. 80 a, Gr. 33. 330 063. Fa. A. G. Pohlmann, Wandsbek. Vorrichtung zur Herstellung von Rohren aus Zement o. dgl. 2. II. 17. P 35 465.

Kl. 80 a, Gr. 33. 330 125. Fritz Lotz, Arnstadt, Thür. Stampfvorrichtung zur Herstellung besonders von dünnwandigen Betonrohren mit steifen Metallringeinlagen. 4. V. 10. 48 178.

Kl. 80 a, Gr. 45. 330 007. Emil Richter, Liebeschitz bei Saaz, Böhmen. Vertreter: Patentanwälte H. Springmann, E. Herse und Fr. Sparkuhle, Berlin SW. 61. Verfahren zur Herstellung von Asbestschiefer u. dgl. 13. II. 19. R 47 152. Österreichische Priorität vom 11. III. 18.

Kl. 80 b, Gr. 1. 329 942. Gustab de Bruyn, Köln-Ehrenfeld. Mörtel zum Verbinden von Wandplatten, Gipsdielen u. dgl. 26. V. 18. B. 86 442.

Kl. 80 b, Gr. 2. 329 943. Julius Joachim, Thomasiusstr. 10 und Johannes Schulte, Konstanzer Str. 64, Berlin. Verfahren zur Herstellung von treibfreiem Trockenkalk. 21. II. 19. J. 19 183.

Kl. 80 b, Gr. 6. 329 944. Josef Weber, Stuttgart, Bismarckstr. 41. Verfahren zur Herstellung eines Gipsputzmörtels. 15. VII. 19. W 52 964.

Kl. 80 b, Gr. 17. 329 945. Gustav de Bruyn, Köln-Ehrenfeld. Verfahren zur Herstellung von Wandplatten, insbesondere für Zwischenwände aus Lehm. 26. V. 18. B 86 443.

Kl. 80 b, Gr. 18. 330 064. Dr. Ludwig Kern, München, Prielmayerstraße 8. Verfahren zur Herstellung von feuerbeständigen Isoliermassen aus tonerde- und alkalihaltigen Silikatgrundstoffen und verbrennlichen Füllstoffen. 11. V. 19. K 68 902.

Kl. 84 c, Gr. 2. 329 946. Alexander Gibb, St. Martin's Abbey, Perthshire, Thomas Graham Menzies, Ferry Craig und Robert Chalmers, Rhufaada, Fifeschire, Nordengland. Vertreter: Patentanwälte M. Löser, und Dipl.-Ing. O. Knoop, Dresden. Vorrichtung zum Herausziehen von Pfählen od. dgl. 17. I. 12. G 35 878. Großbritannische Priorität vom 21. I. 11.

Kl. 84 c, Gr. 2. 329 947. Thomas William Ridley, Middlesbrough, England; Vertreter: Patenanwalt Paul Müller, Berlin SW. 11. Vorrichtung zur Herstellung von Betonpfählen unter Verwendung eines Vortreibrohrs. 19. IV. 13. R. 37 785.

Kl. 84 c, Gr. 2. 329 948. Paul Schmidt, Hamburg, Alsterdorfer Str. 109. Verfahren zum Absenken von Vortreibrohren zur Herstellung von Ortpfählen aus Beton oder Eisenbeton. 30. VI. 14. Sch 47 454.

Kl. 84 c, Gr. 4. 329 949. Deutsch-Luxemburgische Bergwerks- und Hütten-Akt.-Ges., Dortmund. Rammpfahlzange. 25. X. 18. D 35 088.

Kl. 84 c, Gr. 4. 329 950. Menck & Hambrock, G. m. b. H., Altona-Ottensen. Dampfzuführungsrohr für Dampframmen. 20. X. 15. M 58 657.

Kl. 85 d, Gr. 1. 330 010. Albert Hempel, Königsberg, Pr., Brahmstraße 42. Vorrichtung zur Erweiterung von Brunnenschächten. 8. VI. 18. H 74 533.

C. Auszug aus einer Patentschrift.

Kl. 19 d, Gr. 4. 329 121. Ferdinand Kaufholz, Cassel. Verankerung der Trag- und Ausgleichseile. Patentiert im Deutschen Reiche vom 18. Nov. 1919 ab. Die Erfindung betrifft eine Verankerung der Trag- und Ausgleichseile für Brücken, Schwebefähren, Kabelkrane u. dgl. Die bekannten Spannvorrichtungen, Gewichte, Flaschenzüge oder Preßzylinder, haben den Nachteil, daß Abdichtungen zu unterhalten sind; ferner würde bei Gewichten und Rollen für Brücken die Ansammlung der Kräfte an einzelnen Punkten zu groß. Gemäß der Erfindung werden Spanngewichte hintereinander in beliebiger Anzahl und Reihen angeordnet und so eine Verteilung der Kräfte auf große Flächen ermöglicht.

BÜCHERBESPRECHUNGEN.

Das neue Arbeitsrecht. Systematische Einführung von Prof. Dr. jur. Walter Kaskel. Verlag von Julius Springer, Berlin 1920. 323 Seiten. Preis geh. M 32,—; geb. M 39,60.[1])

Das Recht des Arbeitsverhältnisses zwischen Arbeitgeber und Arbeitnehmer ist durch die Entwicklung des Sozialrechts zum politischen Machtfaktor tief einschneidenden Veränderungen unterworfen worden. Noch hat die Bewegung nicht ihren Niederschlag in dem „neuen" Arbeitsgesetzbuch gefunden. War vielmehr bereits das „alte" Arbeitsrecht außerordentlich zersplittert, so ist durch die seit der Revolution mit besonderem Hochdruck arbeitende Gelegenheits-Gesetzgebungsmaschine allmählich eine derartige Menge von arbeitsrechtlichen Bestimmungen produziert worden, daß jeder werktätige Arbeitgeber und Arbeitnehmer in dem arbeitrechtlichen Chaos zu ersticken droht. Um so mehr ist es zu begrüßen, daß Herr Prof. Kaskel aus den vielen und vielgestaltigen Gesetzen und Verordnungen, welche das „neue" Arbeitsrecht darstellen, die einheitlichen Rechtsgedanken herausgearbeitet und systematisch zusammengestellt hat, außerdem aber neue Anregungen zur Lösung sozialrechtlicher Probleme ohne politische Voreingenommenheit gibt. Das Werk ist wegen seines allgemein verständlichen und geschickt gruppierten Inhalts geeignet, besonders auch dem Ingenieur als Unternehmer, Geschäftsführer, Betriebsleiter, Mitglied einer Betriebsvertretung und dergleichen als wertvoller Ratgeber und Handbuch zu dienen, sowie den Studierenden als künftigen Ingenieur in die Materie des neuen Arbeitsrechts systematisch einzuführen.

Der Verfasser schildert in der Einleitung die berufsständige Entstehung und Weiterentwicklung des Sozialrechts bis zum Eindringen des Rätegedankens in das Staats- und Wirtschaftsleben. Er orientiert weiter über die Quellen, die Grundgedanken und die Gegenstände des neuen Arbeitsrechts sowie über die wichtigere Literatur.

Der erste Hauptteil des Werkes enthält das Recht der Arbeitsbeschaffung, welches die programmatischen Gedanken der neuen Reichsverfassung, daß jedem Deutschen die Möglichkeit zum Erwerb seines Unterhalts durch wirtschaftliche Arbeit geboten werden soll, verwirklichen hilft. In diesem Teil interessieren den Arbeitgeber wie den Arbeitnehmer die bis jetzt angewendeten Mittel zum Zweck und die weitere Ausgestaltung der Mittel. Der Staat sorgt für Arbeitsbeschaffung durch Ausgestaltung des Arbeitsnachweises bis zum Arbeitsvermittlungsmonopol, die Aussetzung von Prämien für Übernahme besonders harter und daher unbeliebter Arbeit, z. B. in der jetzt so lebenswichtigen Landwirtschaft, Ausgabe von Notstandsarbeiten. Vor allem wird aber auch der Unternehmer durch Auferlegung einer dahingehenden Pflicht zur Mitarbeit herangezogen. Dem Namen nach kennt wohl jeder die diesbezüglichen Verordnungen, so über Meldung freier Arbeitsstellen, Freimachung von Arbeitsstellen, Unterlassung gewerblicher Beschäftigung von Landarbeitern, Wiederbeschäftigung von Kriegsteilnehmern, Weiterbeschäftigung bisher beschäftigter Arbeitnehmer, Notbeschäftigung von Kriegsteilnehmern, Beschäftigung von Schwerbeschädigten.

Der zweite Teil behandelt das Gegenstück zur Arbeitsbeschaffung: die Arbeitslosenfürsorge. Arbeitslosenversicherung, Armenunterstützung, Erwerbslosenfürsorge, im Volksmunde nur zu oft als gleichbedeutend gebraucht, werden auf ihre rechtliche Natur untersucht. Besonders eingehend wird die Erwerbslosenfürsorge, die ja kein Almosen ist und sein soll, in bezug auf Voraussetzungen des Unterstützungsanspruches (Mindest- und zulässige Mehrvoraussetzungen), Gegenstand und Leistungen (z. B. Erwerbslosenrente, Reisebeihilfe, Familienzuschläge usw.), Schuldner des Unterstützungsanspruchs und vieles andere mehr dargestellt.

Die Arbeitsleistung betitelt sich der dritte Teil, welcher wertvolle Aufschlüsse über die gegenwärtige gesetzliche Regelung der Arbeitszeit und des Arbeitslohnes gibt. Außer den gesetzlichen Grundlagen, dem Kreis der geschützten Personen usw. werden die Grundsätze und Ausnahmen des Maximalarbeitstages und der Maximalarbeitswoche, die Verteilung der Arbeitsstunden und Arbeitstage, der Feierstunden (Nachtruhe) und Feiertage (Sonntagsruhe), die Unterbrechung der Arbeitszeit durch Pausen, die Mitwirkung der Arbeitnehmer an der Lohnbemessung, die Lohnhöhe, vor allem auch in besondern Fällen, z. B. bei Arbeitsstreckung, für die wieder einzustellenden Kriegsteilnehmer, in der Kaliwirtschaft, endlich die Sicherung des Lohnes gegen Zugriffe Dritter usw. behandelt.

Mit einem besonders wichtigen Abschnitt des neuen Arbeitsrechts, der Arbeitsverfassung beschäftigt sich der vierte Hauptteil. Gemeinsam und gleichberechtigt mit den Unternehmern sind nach der neuen Reichsverfassung die Arbeitnehmer berufen, neben der Regelung der Lohn- und Arbeitsbedingungen an der gesamten wirtschaftlichen Entwicklung der produktiven Kräfte mitzuwirken. Diese Aufgabe zu lösen, fällt neben den wirtschaftlichen Vereinigungen der Arbeitgeber und Arbeitnehmer, den Berufskammern als gesetzliche Vertretung für einen ganzen Berufsstand, der Mitwirkung einzelner Berufsvertreter als Mitglieder gemischter Organisationen vor allem „sozialisierungsreifer" Wirtschaftszweige, den Betriebsorganisationen:

[1]) Inzwischen bereits in zweiter unveränderter Auflage erschienen. Die Schriftleitung.

Betriebsrat, Angestelltenrat, Arbeiterrat, Betriebsausschuß usw. zu. Ohne auch nur auf Einzelheiten eingehen zu wollen, weiß jeder werktätige Ingenieur, welche Hülle von zu beachtenden arbeitsrechtlichen Bestimmungen und welche Fülle von noch zu lösenden Problemen in der noch nicht erschöpften Aufzählung enthalten ist.

Welche verwickelten Rechtsverhältnisse trotz des Betriebsrätegesetzes, welches ja einen gewissen Abschluß darstellt, vorliegen, weiß jeder Unternehmer und Arbeitnehmer, deshalb schließt sich fast organisch der fünfte Teil des Werkes über die Arbeitsstreitigkeiten an die Arbeitsverfassung an. Äußerst klar behandelt der Verfasser in diesem Abschnitt die Arten, Formen und Gliederung der Arbeitsstreitigkeiten, die Arbeitsgerichtsbarkeit, die Schlichtung von Streitigkeiten unter Eingehen auf die Schlichtungssachen, die Schlichtungsbehörden, die ordentlichen und besonderen Verfahren usw. Der Entwurf einer Reichsschlichtungsordnung beschließt diesen wichtigen Teil des Werkes.

Der sechste Hauptteil endlich befaßt sich mit dem neuen Arbeitsrecht der Landarbeiter und dem künftigen Berufsrecht der Dienstboten (Hausangestellten), Bergleute, Heimarbeiter.

Ein Anhang, welcher dem neuen internationalen Arbeitsrecht gewidmet ist, beleuchtet die Bestrebungen der einzelnen Staaten zur gemeinsamen Regelung des sozialen Arbeitsrechts, um die Arbeitsbedingungen in allen Ländern allmählich „angemessen und menschlich" zu gestalten.

Leider verbietet der enge Raum der Buchbesprechung eine eingehendere Würdigung der Arbeit Kaskels, welche sie wegen des reichen Inhalts verdient. Eine Anregung möge gestattet sein: daß sich Verfasser und Verlag entschließt, wichtigere Änderungen und Berichtigungen in kurzen Nachträgen zu ergänzen. So würde z. B. nachzutragen sein, daß sich seit Erscheinen des Werkes der nicht pfändbare Lohnanteil und die Höchstgrenzen des beschlagnahmefreien Lohnteiles mit Wirkung vom 1. 10. 1920 auf das Doppelte erhöht haben, dementsprechend würden die Zahlen auf S. 158 ff. abzuändern sein. Dem Wert des Werkes wird durch diese kleinen unvermeidbaren Unstimmigkeiten keine Einbuße getan, weil ja das neue Recht noch ständig im Fluß ist.

Dipl.-Ing. C. R. Kohl.

„Selbstkosten und Arbeitsleistung in der Zementindustrie seit 1914" von Direktor Rudolf Grimm, Göschwitz. Vortrag, gehalten auf der 43. Generalversammlung des Vereins Deutscher Portlandzement-Fabrikanten, Heidelberg, Juni 1920. Zementverlag G. m. b. H., Charlottenburg 2.

Der Verfasser hat über dieses sehr wichtige Thema eine beachtenswerte Zusammenstellung im Rahmen eines Vortrages zur allgemeinen Kenntnis gebracht. In dieser Zusammenstellung wird mit Hilfe von graphischen Darstellungen gezeigt, wie die Preissteigerung der bei der Zementfabrikation notwendigen Rohstoffe, die Preissteigerung der Brennstoffe und die Veränderung in den Lohnverhältnissen der Arbeiter den Herstellungspreis von Portlandzement beeinflußt haben.

Das Schriftch en beleuchtet die Ursachen der hohen Zementpreise, die seit Beendigung des Krieges die Bautätigkeit mit beeinträchtigt haben.

Bekanntlich sind ähnliche Preissteigerungen in der Baustoffindustrie bei allen kriegführenden Ländern zu beobachten, auch dort, wo bisher keine Revolution war. Auch bei unseren Kriegsgegnern leidet die Bautätigkeit unter den hohen Baustoffpreisen und Löhnen, und es wäre eine dankbare Aufgabe, Vergleiche nach dieser Richtung auszubauen. Es ist daher ein Irrtum, wenn der Verfasser am Schlusse seiner sachlich beachtenswerten Darlegungen die Revolution für unsere recht trostlosen Verhältnisse auf dem Baustoffmarkte verantwortlich macht. E. P.

Normenblätter für Beton- und Eisenbetonbau. Sonderheft der Zeitschrift „Beton und Eisen" 1920 vom 20. Sept. Preis 3 M, erschienen im Verlage von Ernst & Sohn, Berlin.

Außer einer Reihe von Normblätterentwürfen enthält das Heft eine Arbeit von Oberbaurat Dr. Fr. v. Emperger über die Normalisierung der Betonhohlsteine mit 35 Abbildungen. Kze.

Der Beton- und Eisenbetonbau. Von Geh. Regierungsrat Hermann Boost, ordentl. Professor an der Technischen Hochschule Berlin. Ein kurzgefaßter Abriß über Theorie, Ausführung und Anwendung dieser Bauweisen für Lernende und Lehrende mit 300 Textabbildungen. Verlag Hugo Sadowsky, Darmstadt.

An Büchern über den Eisenbetonbau ist kein Mangel. Dennoch ist nicht zu bezweifeln, daß auch das Boostsche Buch sich seinen Platz neben den anderen Werken über den gleichen Stoff sichern wird. Es ist ein Lehrbuch und unterscheidet sich im großen und ganzen von Parallelerscheinungen nur durch die Auswahl des Stoffes, seine Gliederung und Darstellung. Besonders wird sich das Buch Verbreitung verschaffen in den Kreisen der Studierenden der Technischen Hochschule Berlin und der früheren Hörer des Verfassers, da das Buch den „Niederschlag der Vorträge" des Verfassers darstellt. Seine Aufgabe, den Neuling gründlich in den Beton- und Eisenbetonbau einzuführen, „so daß er, wenn er das Buch durchgearbeitet hat, in der Lage sein muß, jedes normale Eisenbetonwerk zu entwerfen und auszuführen", wird das Buch erfüllen. Auch wird es später in der Praxis als Nachschlagewerk benutzt werden können. Diesem seinem Wesen entsprechend weist das Buch die natürliche Gliederung auf: Die Baustoffe, einzeln und im Verbund —, die Konstruktionselemente und ihre Berechnung nebst Beispielen —, das Anwendunggebiet. Die sämtlichen einschlägigen amtlichen Bestimmungen, insbesondere die Eisenbetonbestimmungen von 1916 und die dazu 1919 gegebenen Musterbeispiele sind an den geeigneten Stellen ungekürzt beigegeben. Ein hervorstechender Zug des Buches ist die eingehende Behandlung des Baustoffes und der Verbundwirkung und die dem gegenüber sehr kurze Fassung über die Spannungsberechnung. Hier wird über die Ableitung der maßgebenden Formeln nicht wesentlich hinausgegangen. Auf die Vorführung von Dimensionierungsverfahren u. dgl. ist verzichtet, wohl in der Annahme, daß es Aufgabe der Praxis sei, sich aus den zahlreichen Erscheinungen der Zeitschriftenliteratur das Zweckmäßigste auszusuchen und in einer handlichen Tabelle zusammenzustellen. Demgegenüber könnte jedoch die Forderung ausgesprochen werden, daß bereits den Studierenden vorgeführt werden solle, wie sich aus den statischen Zusammenhängen nützliche Tabellen entwickeln lassen, und wie die Anwendung solcher Hilfsmittel außerordentliche Zeitersparnis mit sich bringt. Dagegen sind Beispiele statischer Berechnungen nach den Grundformeln reichlich beigegeben. Insbesondere sind auf 30 Seiten zwei Beispiele, eine Plattenbalkendecke, auf vier Stützen freigelagert, und eine Rahmenkonstruktion restlos durchgeführt, was besonders vom Anfänger angenehm empfunden werden dürfte.

Im Schlußteil C, Anwendungsbeispiele, der 40 Seiten mit besonders vielen Abbildungen umfaßt, werden, ohne Berechnung, zahlreiche Eisenbetonausführungen aus den verschiedenen Teilgebieten des Bauwesens vorgeführt und besprochen. Hierbei vermißt man einen Hinweis auf den Eisenbetonschiffbau, und bei den Decken fällt die Übergehung der Pilzdeckenkonstruktion auf; auch über die Versuche, für diese Deckenart eine einfache Berechnungsweise zu finden, ist in Teil B nichts mitgeteilt. Das erklärt sich wohl dadurch, daß der Druck des fertigen Manuskripts infolge verschiedentlicher Widrigkeiten in der Kriegs- und Revolutionszeit jahrelang verzögert worden ist, ein Umstand, der den Verfasser auch genötigt hat, nachträglich die neuen amtlichen Bestimmungen in seine Darstellungen und in die Berechnungen hineinzuarbeiten.

Der einseitige Plattenbalken hat auch in diesem Buche eine ziemlich ausführliche Behandlung erfahren, die auf der Tatsache fußt, daß der Scherriß, der durch Längsschubspannungen entsteht, und in der neutralen Schicht liegt, bei Versuchen eine schiefe Lage im Querschnitte aufgewiesen hat. Das, wie der Verfasser ausspricht, außerordentlich seltene Auftreten des einseitigen Plattenbalkens als selbständiges Bauglied hätte u. E. ein Übergehen dieses Punktes gerechtfertigt, zumal der Anfänger durch die eingehende Behandlung leicht auf den Gedanken gebracht werden kann, daß auch die gewöhnlichen Randträger von Plattenbalkendecken, die in Verbindung mit der Platte einen winkelförmigen Querschnitt bilden, in der umständlichen Weise berechnet werden müßten, die nur für isolierte einseitige Plattenbalken Berechtigung hat; insbesondere kann dieses Mißverständnis durch den Satz (Seite 104, 6. und 5. Zeile von unten) herbeigeführt werden, der lautet: „Die Nullinie eines solchen Balkens kann wegen seiner unsymmetrischen Form nicht parallel zur Platte liegen". Hier ist wohl nur der isolierte einseitige Plattenbalken gemeint.

Da das Buch in erster Auflage erscheint, dürfen vielleicht einige Anregungen für die zweite Auflage gegeben werden. So würde z. B. gewiß eine Erörterung über die richtige Lage des Steges zur Platte in den Pfetten bei geneigter Dachfläche erwünscht sein. Dem Unterzeichneten erscheint die Lage rechtwinklig zur Durchfläche gegenüber der absolut lotrechten Lage i. d. R. vorteilhafter. Weiter würde ein näheres Eingehen auf die Mittel zur Erzielung dichten Betons auch für den Anfänger von Nutzen sein. Der Traßzusatz würde in den Kreis der Betrachtungen zu ziehen sein, auch eine Erörterung der Frage Gußbeton oder Stampfbeton würde in der zweiten Auflage begrüßt werden. Bei der Behandlung der Säulen vermißt man die Empergersche Gußeisenbetonbauweise. Gegenüber den Bauweisen Matrai, Coignet, nietloser Gitterträger, Kahneisen usw. wäre die Abgabe eines Werturteils neben der Besprechung erwünscht. Vor allem ist für die zweite Auflage eine weitere Ausgestaltung des Sachverzeichnisses erwünscht denn das Buch enthält viel mehr, als das Sachverzeichnis vermuten läßt.

Was der Verfasser in den Kreis seiner Betrachtungen gezogen hat, ist in klarer Weise dargestellt und gestützt auf die in wissenschaftlichen Untersuchungen theoretischer Natur sowie in den Versuchsanstalten gewonnenen Ergebnisse. Besonders sind hier naturgemäß die Veröffentlichungen des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton und der Materialprüfungsämter verwertet. Die Ausstattung des Buches ist unter den gegenwärtigen Verhältnissen eine befriedigende zu nennen, insbesondere macht sich der große weitmaschige Druck beim Lesen in angenehmer Weise bemerkbar.

Privatdozent Dr.-Ing. W. Kunze-Dresden.

Für die Schriftleitung verantwortlich: Geheimrat Dr.-Ing. E. h. M. Foerster, Dresden. — Verlag von Julius Springer in Berlin W.
Druck von H. S. Hermann & Co., Berlin SW 19, Beuthstrasse 8.

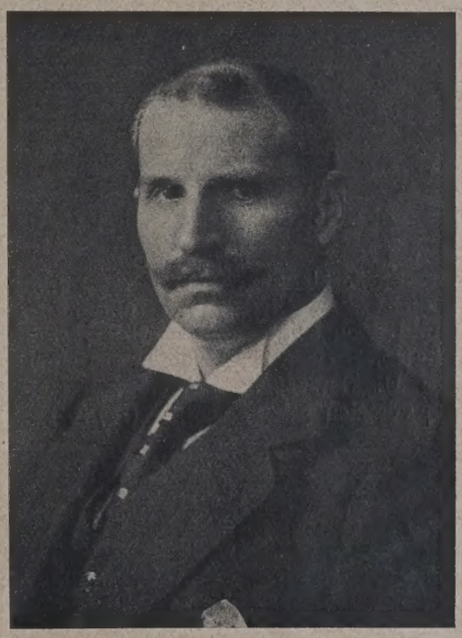
DER BAUINGENIEUR

2. Jahrgang | 31. Januar 1921 | Heft 2

BAURAT DR.-ING. H. C. EMIL BOEHMLER †.

Zwei Monate, nachdem die Technische Hochschule in Karlsruhe die großen Verdienste Boehmlers um die Entwicklung der Ingenieurwissenschaften durch die Verleihung der höchsten akademischen Ehrung öffentlich anerkannt hat, ist Boehmler, noch nicht 47 Jahre alt, einem Herzschlage erlegen. Zu früh für die Wissenschaft und die Praxis des Bauingenieurwesens, die ihm schon Bedeutendes verdankte und noch Großes von ihm erwarten durfte. Zu früh für die Firma Grün & Bilfinger A.G., an deren Entwicklung er bedeutenden Anteil hatte. Zu früh für alle diejenigen, die mit ihm zusammenarbeiten und von ihm lernen konnten.

Der Lebensgang Boehmlers ist charakteristisch für seine ganze Persönlichkeit. Geboren 15. Juni 1874, arbeitete er schon mit 21 Jahren während seiner Hochschulferien im Dienste der Firma Grün & Bilfinger in Mannheim an dem später preisgekrönten Entwurf der Rheinbrücke bei Worms mit. Vom Jahre 1897 bis 1899 war er bauausführender Ingenieur bei dieser Brücke. Während seiner Vorbereitungszeit zum zweiten Staatsexamen entwarf er die mit dem ersten Preis ausgezeichnete zweite Neckarbrücke in Mannheim. Als Regierungsbaumeister übernahm er im Jahre 1902 die Bauleitung der Straßenbrücke über die Saale bei Bernburg, und im Jahre 1903 wurde er bereits Prokurist und Vorstand des technischen Konstruktionsbüros der Firma Grün & Bilfinger, zu deren technischem Direktor er im Jahre 1906 bei deren Umwandlung in eine Aktiengesellschaft ernannt wurde.



Hand in Hand mit diesen äußeren Erfolgen gehen die fachlichen Erfolge auf allen Gebieten des Tiefbaues und insbesonders im Brückenbau.

Die Rheinbrücke bei Ruhrort-Homberg, die Nahebrücke bei Kreuznach, die Enzkorrektion bei Pforzheim, die Hafenerweiterung Düsseldorf mit neuartigen Eisenbetonufermauern, die Wasserkraftanlage bei Poppenweiler am Neckar gehören zu den ersten großen Erfolgen.

Die Bauleitung der beiden Eisenbahnbrücken in Köln, der Ruhrbrücke in Müllheim und des besonders schwierigen Baues des Krafthauses (57 000 PS) bei Lauffenburg am Oberrhein und die Ausarbeitung eines preisgekrönten Entwurfs für die Wasserkraftanlage am Walchensee in Bayern gehören zu den erfolgreichen Arbeiten als Direktor der Firma vor dem Jahre 1911.

Nach dieser Zeit sind unter den hervorragenden Arbeiten die Landungsbrücken und Hafenerweiterungen für die deutschen Kolonien zu nennen und verschiedene Brückenbauten und Entwürfe, an denen Boehmler bedeutenden Anteil hatte, so die Hängebrücke in Köln, die Weserbrücke in Bremen, die Neckarbrücke in Cannstatt u. a. m.

Im Jahre 1917 begannen die Entwurfsarbeiten für den Neckar-Donau-Kanal und die Schiffbarmachung des Neckars von Mannheim bis Ulm über Plochingen im Auftrage des Südwestdeutschen Kanalvereins, die mit dem Namen Boehmlers unzertrennlich verbunden bleiben werden, in welchem Sinne auch immer die Ausführung erfolgen sollte.

Sein ganzes Wissen und sein großes Können setzte er mit ganzem Herzen für dieses Werk ein, das einen Markstein für den Wiederaufbau Deutschlands im Rahmen seiner süddeutschen Heimat bilden sollte. Unermüdlich, ohne sich Ruhe zu gönnen, war Boehmler bestrebt, seine großen Ideen auch dort zu verbreiten, wo er den größten Widerstand fand. Er suchte sachliche Bedenken immer durch sachliche Beweise zu zerstreuen und war auch für sachliche Kritik dankbar.

Grundlegend werden seine wissenschaftlich-wirtschaftlichen Arbeiten bleiben, die die Wirtschaftlichkeit eines gleichzeitigen Ausbaues der Wasserkraftgewinnung und des Großschiffahrtsweges am Neckar und die Wirtschaftlichkeit der Tagesspeicher nachweisen.

Der Vorschlag, die großen Gefällsstufen eines Kanals im gebirgigen Gelände mit Hilfe einer Tauchschleuse zu überwinden, wurde in dieser Zeitschrift in Nr. 16 u. 17, 1920, besprochen. Es ist eine Ingenieurarbeit von modernstem Geiste, die bis in die letzten Monate bei der Berechnung und konstruktiven Durchbildung der Boehmlerschen Tauchschleuse geleistet wurde, und die jetzt der Akademie des Bauwesens vorgelegt wurde.

Neben diesen Arbeiten sind in den letzten Jahren der preisgekrönte Boehmlersche Entwurf beim internationalen Wettbewerb einer Eisenbahnbrücke in Stockholm, die Ausführung des Wehrbaues bei Jettenbach in Bayern, die Mitarbeit am Oberrheinwettbewerb hervorzuheben.

Im Vorstehenden wurde das Wirken Boehmlers als Fachmann nur in seinen wichtigsten Arbeiten skizziert. Seine aufrechte und mannhafte Persönlichkeit, seine Zuverlässigkeit, seine auch außerhalb seiner Firma anerkannte Pflichttreue bis zur Selbstaufopferung, vereint mit einer hohen Begabung und einer seltenen Großzügigkeit hinterlassen in Boehmler ein Muster für unsere jungen Fachgenossen. Er war ein Ingenieur im wahrsten Sinne des Wortes, der nicht an Veraltetem klebte und seinen Blick immer nach vorwärts richtete, der für die modernen Forderungen der Ingenieurwissenschaften dasselbe Verständnis hatte, wie für die Forderungen von Wirtschaft und Praxis. Deshalb ist sein Tod ein unersetzlicher Verlust für die neuere deutsche Technik, die berufen erscheint, den Wiederaufbau unseres Vaterlandes in gesunde Bahnen zu leiten.

E. Probst, Karlsruhe.

WIEDERHERSTELLUNG DER BRÜCKE ÜBER DIE DÜNA BEI RIGA DURCH DIE MASCHINENFABRIK AUGSBURG-NÜRNBERG A.-G., WERK GUSTAVSBURG.

(Schluß von Seite 10.)

Wiederherstellung der Öffnung V.

Eine Darstellung des gesprengten Überbaues der Öffnung V gibt Abb. 19. Auch hier war der Einsturz erfolgt infolge Sprengung der mittleren Gurtstäbe, Streben und Pfosten des Bogens. Die Lage der Trägerstücke war ähnlich wie in Öffnung VII; der mittlere Teil des Zugbandes und der Fahrbahn lagen im Wasser, die gesprengten Enden beider Bogenstücke waren ineinander verwirrt; beide Trägerstücke waren naturgemäß beim Sturz aus der Längsachse geraten. Das linke Trägerende war auf den Auflagern liegen geblieben, das rechte herabgestürzt, jedoch lag dieses insofern günstiger, als das gleiche der Öffnung VII (vgl. Abb. 5), als es, dicht am Pfeiler abstürzend, an diesem entlanggeglitten war und noch außerhalb des Wassers einen Widerhalt gefunden hatte.

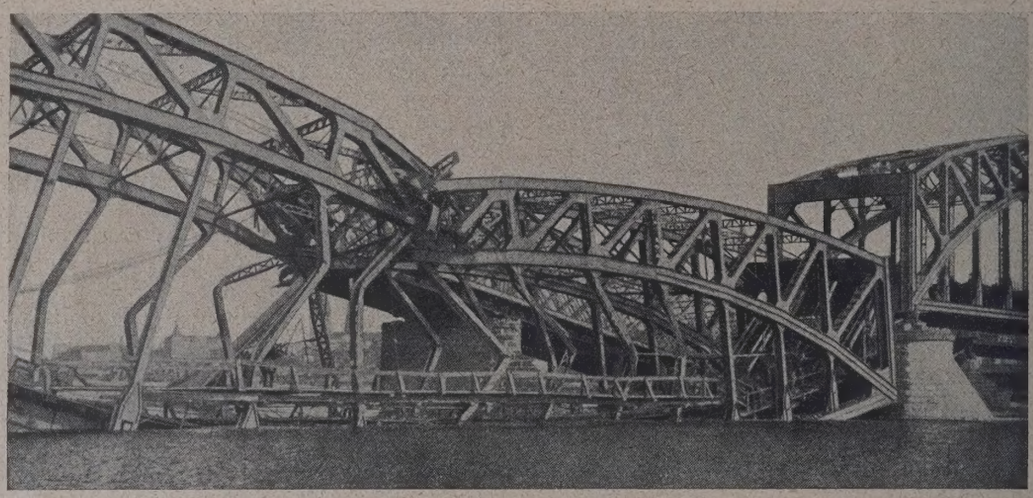


Abb. 19. Gesprengter Überbau V.

Die Hebung und Wiederherstellung des Überbaues V konnte mithin nach den gleichen Grundsätzen vor sich gehen wie in Öffnung VII; sie unterscheidet sich von jener im wesentlichen denn auch nur durch die andere Gesamtanordnung der Hubgerüste. Während dort durch die Lage der abgestürzten Brückenstücke die Aufstellung von drei solchen bedingt war, konnte man hier mit zweien auskommen. Der Umstand nämlich, daß das rechte Brückenende noch unmittelbar am Pfeiler anlag, gestattete es, dieses von dem Pfeiler selbst aus zu heben und das Hubgerüst C (vergl. Abb. 6) zu sparen. Hierzu wurden vom Überbau der Öffnung VI her 4 kräftige, durch Gurtplatten verstärkte Walzträger – Differdinger 100 B – vorgestreckt, welche etwa 4,50 m über das Mauerwerk des Zwischenpfeilers hinausragten. Auf diesem waren sie durch Pendelrahmen unterstützt, während sich ihre hinteren Enden im zweiten Knoten des Überbaues VI von unten gegen zwei quer über die Brücke von Hängestange zu Hängestange gezogenen Ankerträger (I 75 B) lehnten. Die vorderen Enden der Kragträger

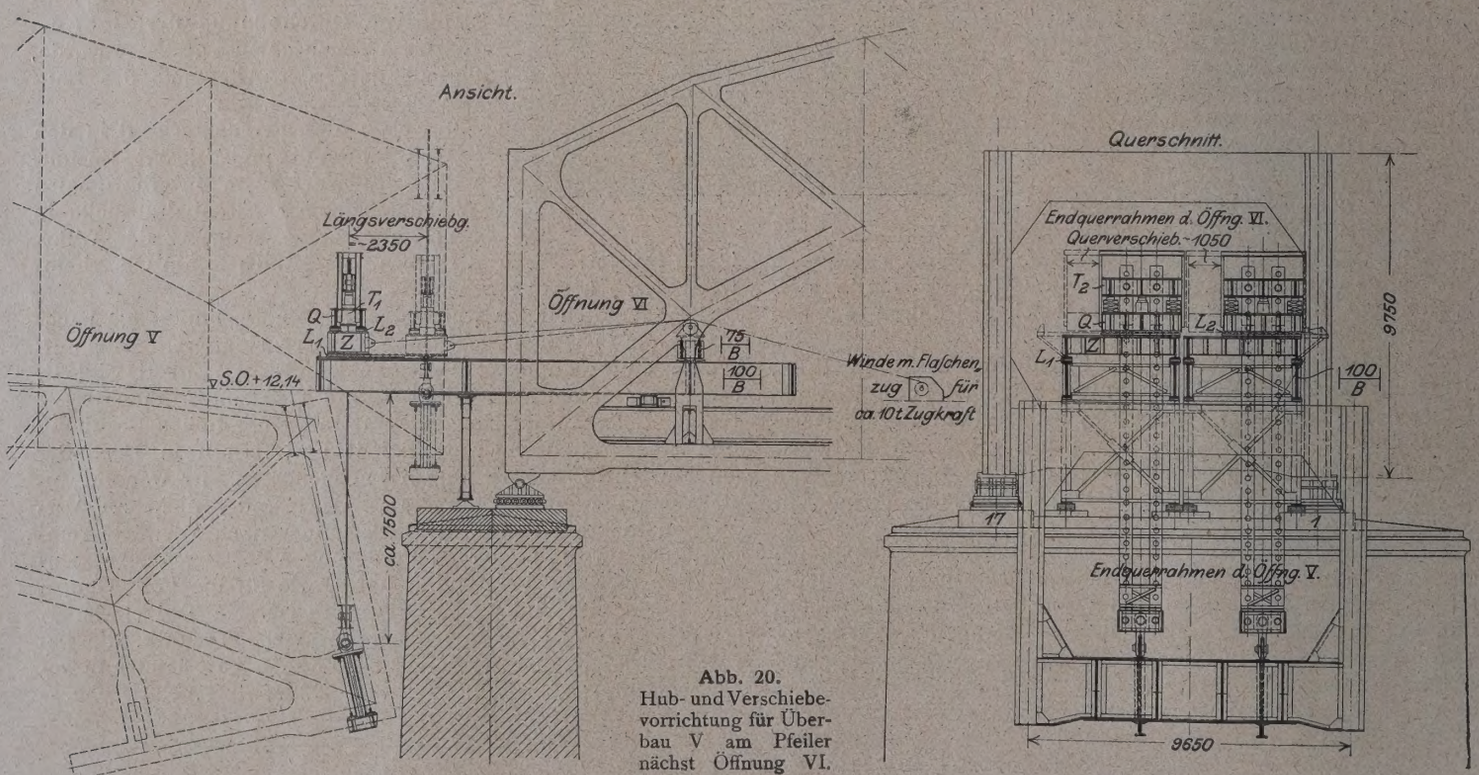


Abb. 20. Hub- und Verschiebevorrichtung für Überbau V am Pfeiler nächst Öffnung VI.

dienten gleichzeitig als Längsverschubbahn für die Längsrollen L_1. Auf diesen lag der Verteilungsrost Z, dessen Querträger gleichzeitig die Quervorschubbahn für die Querrollen L_2 bildeten. Auf letzteren ruhten Querträger Q, welche mittels der Träger T_1 die Presse P von 250 t Tragfähigkeit unterstützten. Auf den Pressen ruhte wieder ein Wagebalken T_2, an welchem der Überbau mittels ähnlich wie früher ausgebildeter Leiterflacheisen aufgehängt war. Da jedoch sämtliche Maße hier genau entnommen und in der Werkstatt berücksichtigt werden konnten, brauchten besondere Einstellvorrichtungen für die Längen der Flacheisen nicht vorgesehen werden. Zwischen den Trägern T_1 waren kurze Querschotten q ausgespannt, welche Sattellager S trugen. Die unteren Enden der Leiterflacheisen waren wieder durch ein Querhaupt verbunden, an dem der kreuzgelenkförmige Aufhängebügel hing; die Aufhängung der Brücke an diesem erfolgte an dem kastenförmigen Endquerträger (Abb. 20).

Die Hebung erfolgte im einzelnen genau in der gleichen Weise wie von den Hubgerüsten, ebenso die Querverschiebung; für die größere Längsverschiebung wurde, wie in Abb. 20 angedeutet, ein Drahtseil mit Winde verwendet. Ein Lichtbild der beschriebenen Hubvorrichtung zeigt Abb. 21.

Infolge den bei Überbau VII gemachten Erfahrungen wurde hier das Zugband nicht erst im Laufe des Hebungsvorganges, sondern schon vor Beginn desselben zerschnitten und von den Bogenteilen getrennt. Sodann wurde die linke Brückenhälfte vollkommen gehoben und erst, nachdem diese auf die Auflager abgesetzt war, mit der Hebung der rechten Hälfte begonnen (Abb. 22 u. 23). Der Beginn der Hebungsarbeiten fiel auf den 26. Januar, ihre Beendigung auf den 31. Januar 1918; den Arbeiten kam die mildere Witterung, durchschnittlich etwa drei Grad über Null, zustatten. Die größte Gesamthebung, am Hebegerüst B, betrug 14,40 m, die größte Tagesleistung 4,14 m.

Während die Trägerstücke an den Hubgerüsten A und B hingen, wurden das auch hier wieder in Einheits- und Übergangsfelder zerlegte Zugband, die zerstörten Stäbe, Hängestangen, Windverbandsteile instand gesetzt. Dann wurde der Bogen ebenso wie in Öffnung VII unter Einschaltung eines Behelfsgelenkes freigesetzt. Vor Inbetriebnahme der Brücken wurde dieses vernietet, sodaß auch hier der Bogen für die Verkehrslasten als Zweigelenkbogen wirkt.

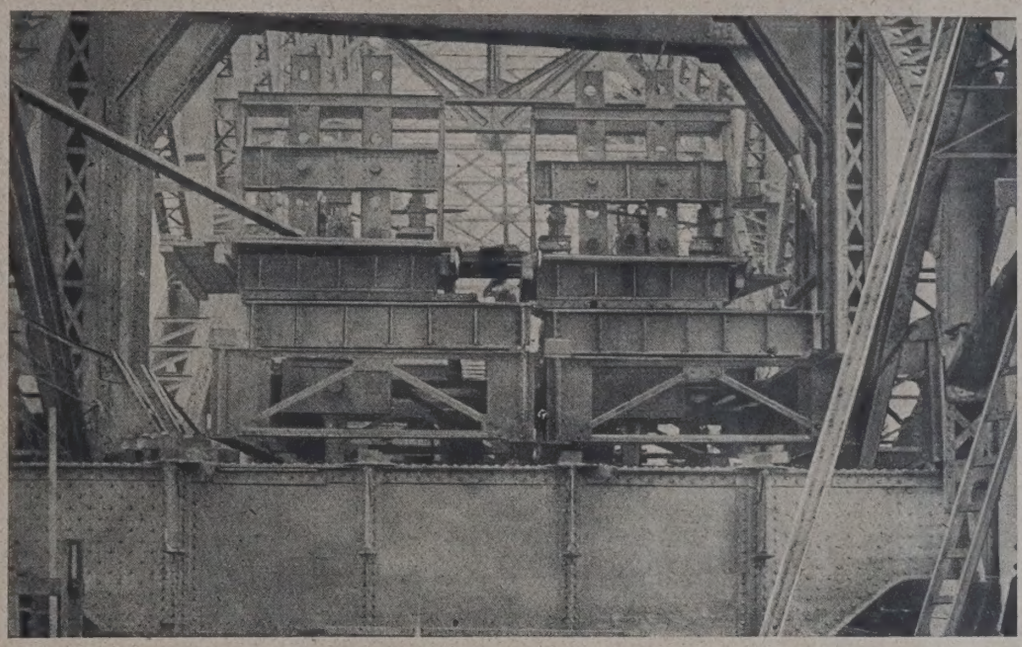


Abb. 21. Hubvorrichtung am rechten Ende von Überbau V.

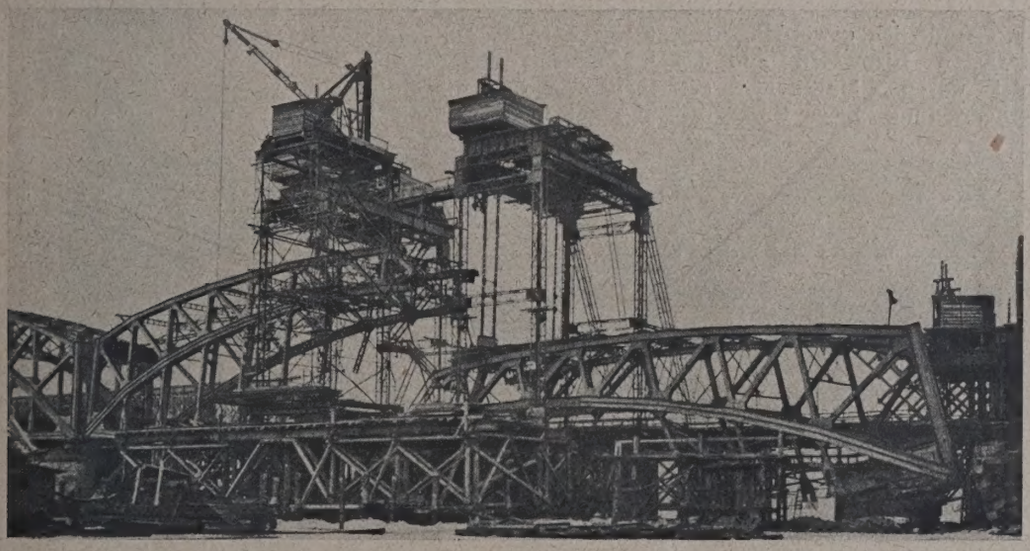


Abb. 22. Hebung des linken Teiles von Überbau V.

Wiederherstellung der Öffnung VIII.

Ein gleiches Schicksal wie den Überbauten V und VII war denen der Öffnung VIII zugedacht gewesen, nur hatten hier die Sprengladungen in der stromaufwärtigen Wand versagt, in der stromabwärtigen nicht hingereicht, die Stäbe völlig zu zerschlagen. Vielmehr waren hier die beiden mittleren Obergurtstäbe, der Untergurtstab rechts der Mitte, der rechts der Mitte liegende Pfosten und die Strebe sowie die Felder des Zugbandes nur stark verletzt. Die Beschädigungen bestanden in starken Aufbeulungen der senkrechten Querschnittsteile (Stegbleche) unter Zerreißung der Vergitterungen und Ausreißen der Kopfplattennieten (Abb. 24 u. 25). Trotzdem hatten die beschädigten Stäbe noch soviel Tragkraft besessen, die Stabkräfte infolge der ständigen Last aufzunehmen und den Überbau vor dem Einsturz zu bewahren.

Wenn somit auch eine Hebung des Überbaues entfiel, so war dieser doch behufs Heraustrennung und Ersatzes der beschädigten Stäbe so weit zu stützen, daß er gegen Einsturzgefahr gesichert war. Dies hätte z. B. in der Weise geschehen können, daß in der Mitte der Öffnung Pfähle gerammt wurden und auf diesen die Brücke abgestützt wurde; hierzu wären

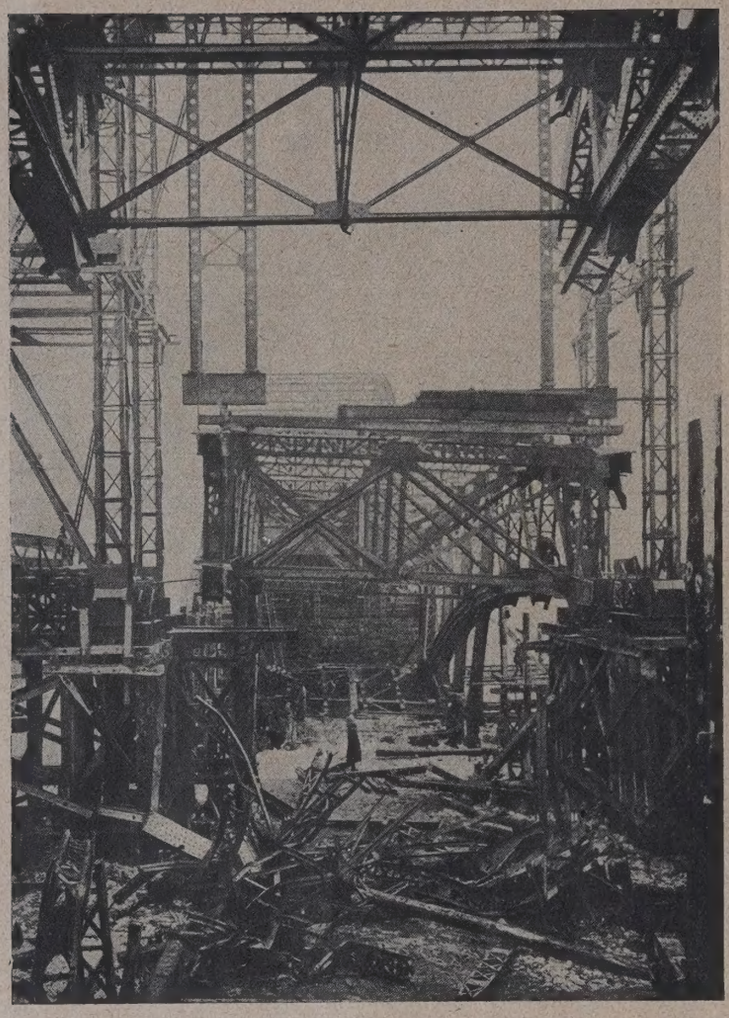


Abb. 23. Blick in Überbau V nach der Hebung des linken Teiles.

also Einbauten innerhalb der Öffnung erforderlich geworden, welche gerade hier, wo die stärksten Eismassen zu erwarten waren, besonders gefährdet waren. Man entschloß sich daher, bei der Wiederherstellung hier Einbauten ganz zu vermeiden und die Träger in sich abzufangen. Zu diesem Zwecke mußte man zu allererst darauf bedacht sein, das Bauwerk in dem vorhandenen Zustand nach Möglichkeit zu sichern. Die Hauptkräfte erhält der Zweigelenkbogen, wie die statische Berechnung ergibt, im Obergurt, während der Untergurt nur geringe Kräfte aufzunehmen hat. Demgemäß wurde, um die größte Gefahr zu beseitigen und die ausgebeulten Querschnittsteile vor weiterem Ausweichen zu schützen, der beschädigte Obergurtstab durch umgelegte Holzbandagen gesichert, welche durch Bolzen zusammengehalten wurden. Sodann wurde auf der Strecke, auf welcher das Zugband beschädigt war, zu beiden Seiten desselben ein später zu beschreibendes Hilfszugband (Abb. 26) eingebaut, das auf der unbeschädigten Strecke des Zugbandes an dieses angeschlossen wurde. Nachdem dann die Kraft in dieses übergeleitet war, konnte das alte Zugband, soweit es verletzt war, entfernt und durch ein neues ersetzt werden. In dieses wurde dann wieder die Kraft aus dem Hilfszugband zurückgeleitet und letzteres, nachdem es spannungslos geworden war, entfernt. Nunmehr wurden die beiderseits der beschädigten und zu entfernenden und zu ersetzenden Stäbe liegenden Bogenstücke durch eine Hilfskonstruktion gegeneinander abgestützt (Abb. 27). Diese bestand aus einem zwischen den Untergurtknoten $7'$ und $11'$ eingebauten Druckstab sowie den Streben $9-11''$ und $9-7''$. Das Eigengewicht des Druckstabes $7'-11'$ war im Untergurtknoten 9 durch eine besondere mit der Hängestange verbundene Tragkonstruktion gegen die Fahrbahn abgefangen, wodurch gleichzeitig die Knicklänge des Druckstabes in der senkrechten Ebene um die Hälfte verringert wurde (Abb. 28). In wagerechter Richtung wurde dies durch eine seitliche Abstützung gegen die unbeschädigte andere Trägerwand erreicht. Wie leicht einzusehen, bildeten nunmehr die unbeschädigten Bogenhälften mit dem Zugband und der Hilfskonstruktion ein vollkommenes Fachwerksystem, welches das Tragwerk gegen Einsturz sicherte (Abb. 27 u. 28). Solange die Hilfskonstruktion eingebaut war, wurden infolge der Unterbrechung des Windverbandes im Bogen während der Ausbesserungsarbeiten in den Endpunkten 7 und 9 der Brückenhälften Behelfsquerrahmen eingebaut (vgl. Abb. 27), welche oben an die Querversteifungen des Bogens, unten an die Querträger angeschlossen wurden.

Nachdem die Hilfskonstruktion eingebaut und in Spannung genommen war, konnten die beschädigten Stäbe entfernt und die Ersatzstäbe eingebaut werden. Die Freisetzung des Trägers erfolgte auch hier, um ein statisch bestimmtes Kräftespiel zu erhalten, als Dreigelenkbogen unter Einbau eines genau gleichen behelfsmäßigen Gelenkes im Obergurt wie in Öffnung V und VII. Nach erfolgter Freisetzung wurde das Gelenk vernietet.

Das Behelfszugband bestand in der Regel aus vier wagerechten Flacheisenbändern, deren jedes aus zwei Breitflacheisen 280.14 bestand. Die Bänder lagen außerhalb der ursprünglichen Zugbandteile und waren mittels Bolzen an Kanthölzern aufgehängt, die von einem Querträger zum andern gelegt waren (Abb. 26). In denjenigen Feldern, in welchen das alte Zugband durch die Sprengladungen soweit auseinandergetrieben war, daß die wagerecht liegenden Flacheisen an diesem nicht mehr vorbeigingen, waren sie durch senkrecht

Abb. 24. Beschädigter Hauptträger der Öffnung VIII.

gestellte ersetzt (Abb. 29). An den Enden war das Zugband mittels besonderer, zur Einleitung der Kraft dienender Spannköpfe S an das bestehende, unbeschädigte Zugband angeschlossen (Abb. 26). Die Spannköpfe legten sich gegen ⊔-förmige Anschlußquerstücke T, welche ober- und unterhalb des bestehenden Zugbandes an dieses angeschraubt wurden und dieses seitlich konsolartig überragten. Sie trugen durch die Kopfplatte p verbundene Querhäupter t_1 und t_2. Die letzteren dienten als Widerlager für die zwischen den Anschlußquerstücken T und den Spannköpfen S sitzenden Spannpressen, während erstere Lagerplatten l_1 trugen, auf welche sich mittels der Keile k und der Lagerplatten l_2 die eigentlichen Spannköpfe S aufsetzten. Zum Anschluß des Behelfszugbandes an diese waren die Zugbandflacheisen in Winkel w übergeführt, welche zwischen den Querstücken T hindurchliefen und jenseits derselben durch Bleche b verbunden waren. Zwischen diesen Blechen waren Querhäupter t_3 und t_4 ausgespannt; mit ersteren legte sich der Spannkopf auf die Lagerplatten l_2, während letztere den Widerhalt für die Spannpressen bildeten. Die beiden Spannpressen besaßen eine Tragfähigkeit von je 250 t, so daß im ganzen eine Kraft von 500 t ausgeübt werden konnte, während 240 t erforderlich waren. Die Keile dienten mit den Lagerplatten zum Festtreiben der ganzen Vorrichtung vor dem Anspannen, während desselben als Sicherheit im Falle des Versagens der Pressen und nach erfolgter Anspannung zum Festlegen des Behelfszugbandes, um zu vermeiden, daß dasselbe während des ganzen Umbaues auf den Pressen ruhte. In derselben Weise war der am anderen Ende des Behelfszugbandes sitzende feste Kopf durchgebildet, nur daß hier die Spannpressen fehlten.

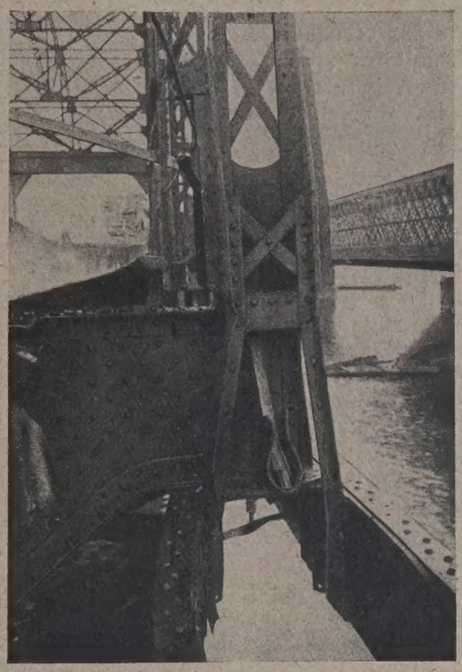


Abb. 25. Gesprengtes Zugband der Öffnung VIII.

Der Anschluß der Druckstäbe 7′—11′ des Hilfsfachwerkes an den unbeschädigten Bogenteil erfolgte nach Abb. 30. An die unbeschädigten Untergurtstäbe 6′—7′ bzw. 11′—12′ wurden ⊔-förmige Querstücke angeschraubt, welche ebenso wie beim Zugband, beiderseits der Bogenstäbe konsolartig auskragten. An diese Traversen wurden Anschlußstücke A angeschlossen, bestehend aus Stehblechen und einseitig angebrachten Winkeln, welche ihrerseits stumpf gegen gleichartig ausgebildete, den Systemlinien folgend leicht knieförmig gestaltete Knotenstücke K stießen. An diesen setzten dann beiderseits der Bogenstäbe, so daß für deren Einbau genügend Platz blieb, die beiden Hälften D des Druckstabes an. Zur Aufnahme der im Knotenpunkt 7 entstehenden senkrechten Seitenkraft und Übertragung auf den Bogenpfosten V wurden an diese Querhäupter T_2 angeschlossen, gegen welche sich die Knotenstücke K mittels kurzer Pfosten v lehnten.

Der Montagevorgang bei Auswechslung des Zugbandes und Einbau der Hilfskonstruktion war folgender: Es wurden zunächst die beschädigten Fahrbahnträger und Windverbandstreben des Feldes 7—8 entfernt und die neuen Längsträger nebst ihrem Schlingerverband eingebaut. Der Einbau der neuen Streben und Knotenbleche war wegen der starken Ausbeulungen des alten Zugbandes vorläufig nicht möglich. Sodann wurden in den Knotenpunkten 7 und 11 der unbeschädigten Trägerwand die Querträger, welche sonst keine unmittelbare Verbindung mit den Windknotenblechen hatten, an diese nach Abb. 31 angeschlossen und damit die Verbindung zwischen den behelfsmäßigen Querrahmen und den beiden Reststücken des unteren Windverbandes hergestellt. Nunmehr wurde die untere Hälfte der beschädigten Hängestange des Knotens 8

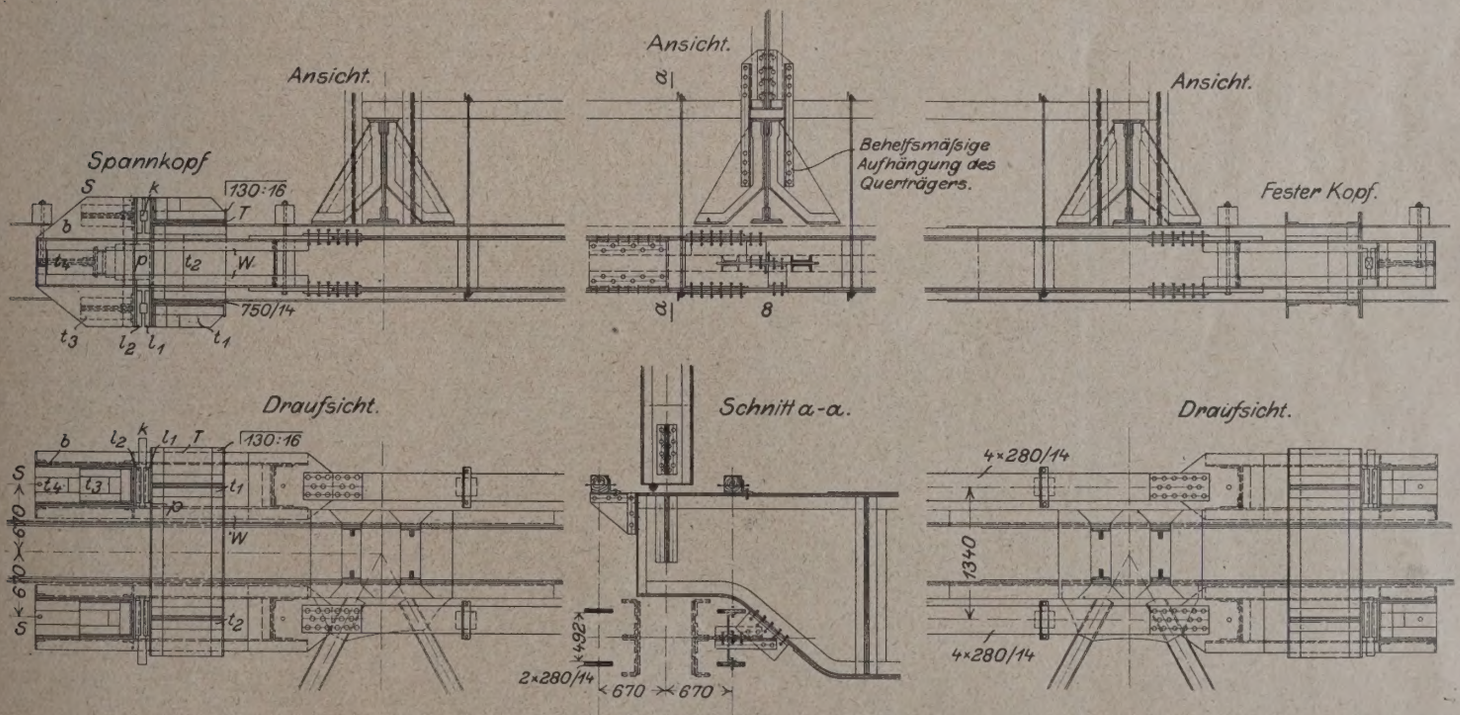


Abb. 26. Hilfszugband für Überbau VIII.

ausgewechselt, der Querträger, ebenso wie die Querträger der übrigen Felder, in denen das Zugband entfernt werden mußte, behelfsmäßig an den Hängestangen aufgehängt und die Windstreben ebenfalls vorübergehend abgefangen. Nachdem dann die Sicherung des Obergurtstabes durch die erwähnten Holzbandagen erfolgt war, wurde das Hilfszugband eingebaut und die Kraft in dieses eingeleitet. Jetzt konnte das beschädigte Zugband entfernt, das Ersatzstück eingebaut und in Spannung genommen werden. Nachdem noch die neuen Windverbandstäbe eingesetzt und an das endgültige Zugband angeschlossen waren, konnte das behelfsmäßige Zugband behufs anderweitiger Verwendung ausgebaut werden.

Erst jetzt, nach Wiedereinschaltung des endgültigen Zugbandes in das System konnte das beschriebene Hilfsfachwerk zwischen den Untergurt- und Fahrbahnknoten 7 und 11 eingebaut werden. Während nämlich die Zugbandkraft des ursprünglichen Zweigelenkbogens infolge ständiger Last nur 282 t betrug und für das Behelfszugband dementsprechend nur ein Querschnitt von rd 255 cm² vorgesehen war, stieg die Zugbandkraft nach Einbau des Hilfsfachwerkes und Entfernung der noch tragenden Unter- und Obergurtstäbe auf rd 380 t, eine Kraft, welcher wohl das endgültige Zugband mit seinem Querschnitt von 724 cm², nicht aber das behelfsmäßige gewachsen war. Nach Einbau des Hilfsfachwerkes konnten dann die beschädigten Stäbe entfernt und, unter Einschaltung eines Behelfsgelenkes im Obergurtknoten und Offenhaltung des Untergurtknotens 9, die Ersatzstäbe eingebaut werden. Durch Ausbau des Hilfsfachwerkes wurde nunmehr der Träger als Dreigelenkbogen freigesetzt und hierauf das Gelenk und der offene Untergurtknoten IX vernietet.

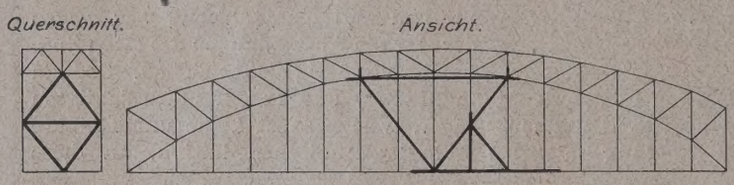


Abb. 27.
Hilfskonstruktion in Überbau VIII.

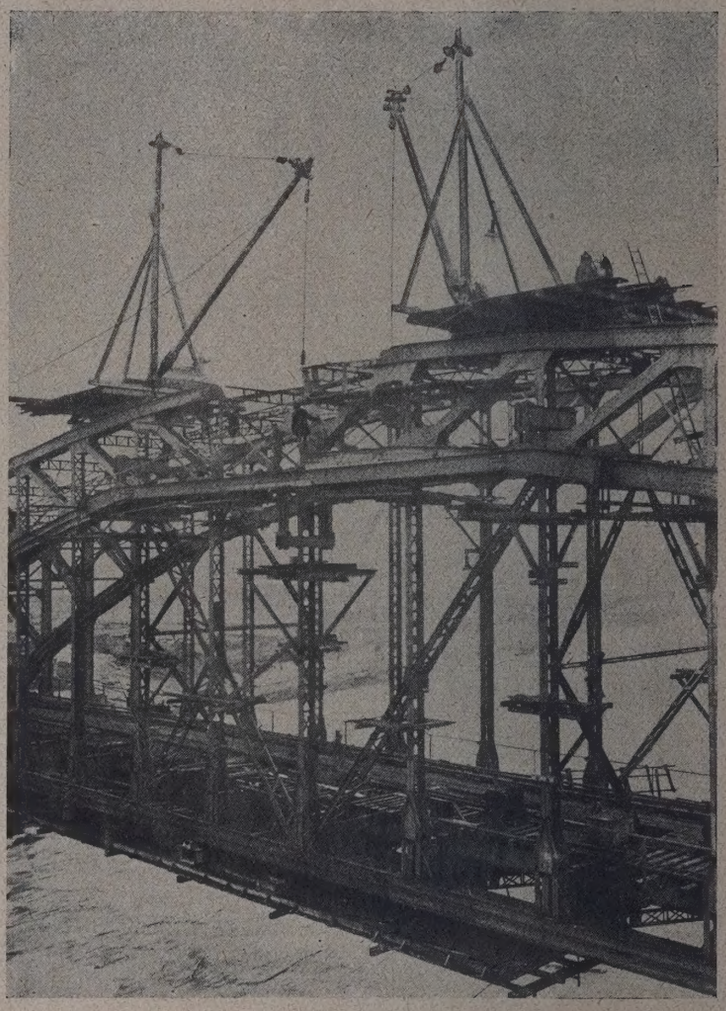


Abb. 28.
Hilfskonstruktion zur Ausbesserung der Hauptträger in Öffnung VIII.

Wiederherstellung der Öffnung VI.

Ebenso wie in Öffnung VIII hatte der Überbau der Öffnung VI seinen Zusammenhang gewahrt und war nicht herabgestürzt. Während aber dort die eine Tragwand vollkommen unbeschädigt geblieben war, waren hier beide beschädigt, und zwar war im stromabwärtigen Träger neben einer Ausbeulung des Zugbandes nur die mittelste Strebe verletzt, in der stromaufwärtigen Tragwand die eine Hälfte des Zugbandes vollkommen durchschlagen, die andere beschädigt (Abb. 32). Außerdem waren hier die mittleren Ober- und Untergurtstäbe, eine Strebe und zwei Pfosten sowie eine Hängestange verletzt. Der bedenkenerregende Zustand des Zugbandes wurde in gleicher Weise beseitigt wie in Öffnung VIII. Hierbei kam stromabwärts ein zweiter Satz des Behelfszugbandes in Anwendung, während stromaufwärts das bereits in Öffnung VIII verwendete nach Vornahme einer entsprechenden Längenänderung von neuem benutzt wurde. Von der beschädigten Strebe der stromabwärtigen Wand wurde erst eine, dann die andere Hälfte ausgewechselt, die Anspannung erfolgte durch einfaches Andornen. In der stromaufwärtigen Wand waren die Verletzungen der beschädigten Bogengurtstäbe so gering, daß von einer Heraustrennung der Stäbe und dadurch

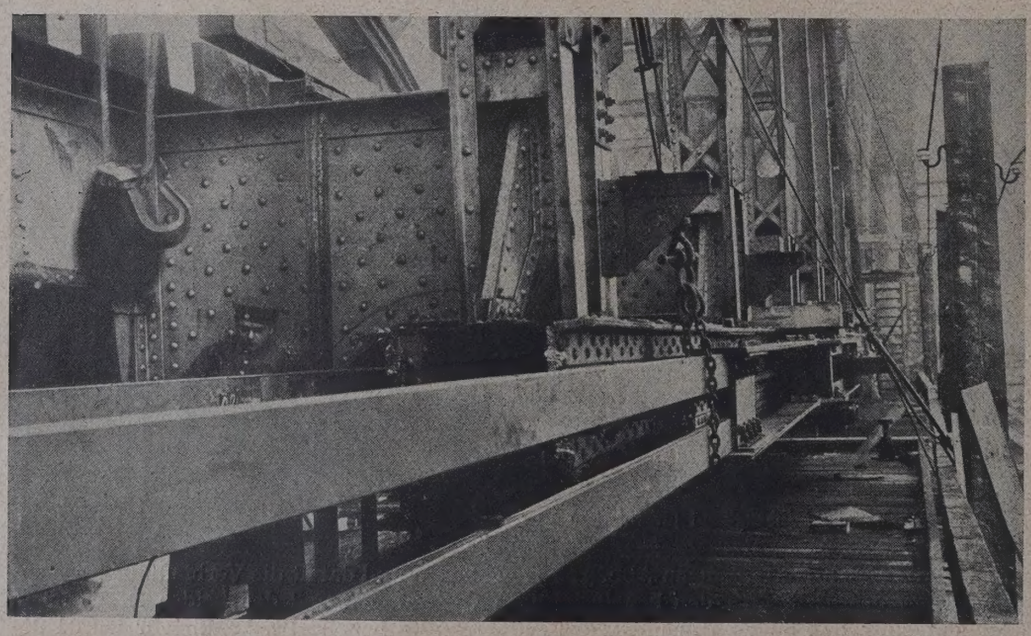


Abb. 29. Hilfszugband mit senkrecht angeordneten Breitflacheisen.

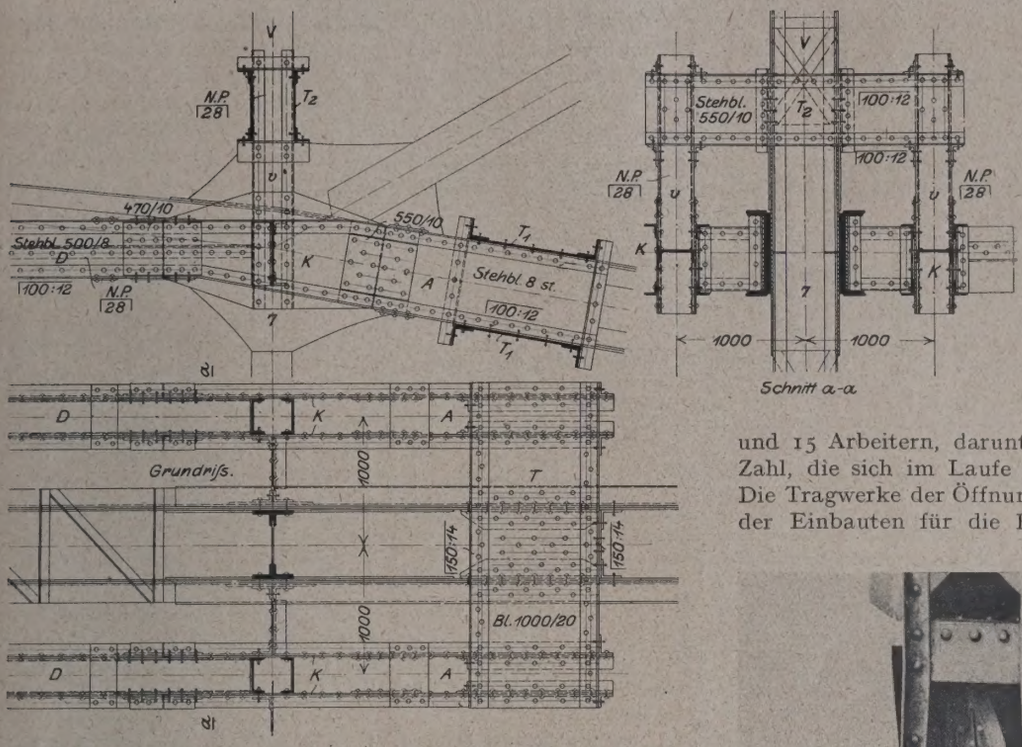


Abb. 30. Anschluß des Untergurtstabes 7'—11' der Hilfskonstruktion in Öffnung VIII.

bedingten vorherigen Anbringung der Hilfskonstruktion Abstand genommen, die volle Tragfähigkeit vielmehr einfach durch Einbau von Verstärkungen in die Stabquerschnitte nach Abb. 33 und 34 wiederhergestellt werden konnte. Eine Freisetzung des Überbaues VI als Dreigelenkbogen erfolgte somit nicht, dieser wirkt vielmehr auch nach der Wiederherstellung als Zweigelenkbogen, nachdem bei Ersatz des Zugbandes dieses auf die der ständigen Last entsprechende Zugkraft angespannt worden war.

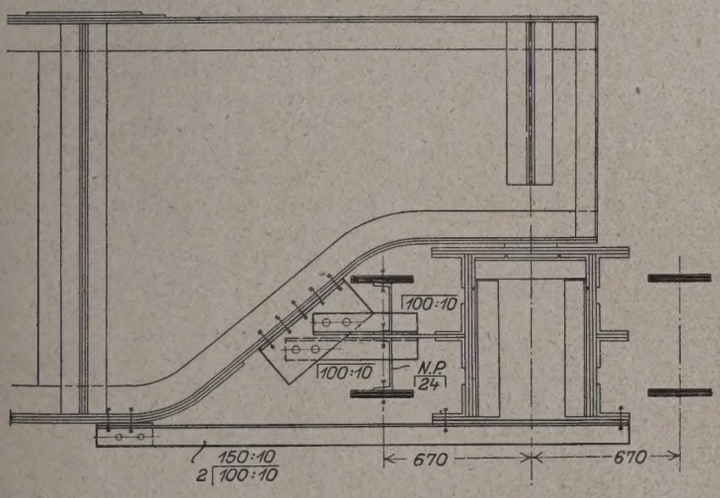


Abb. 31.
Verbindung des Hilfszugbandes mit den Querträgern des Überbaues VIII.

Wiederherstellung der Öffnung IV.

In Öffnung IV war in der stromabwärtigen Tragwand nur das Zugband, in der stromaufwärtigen Wand nur der Bogen verletzt. Beide Wände waren im Zusammenhang geblieben und nicht herabgestürzt. Unter Verwendung des auch in Öffnung VI für die stromabwärtige Wand benutzten Behelfszugbandes wurde hier das beschädigte Zugband erneuert und durch Anspannung auf die sich aus der ständigen Last ergebende Kraft die Zweigelenkbogenwirkung wieder hergestellt. Die Wiederherstellung des Bogens der stromaufwärtigen Wand erfolgte unter Einbau der Hilfskonstruktion und Freisetzung als Dreigelenkbogen genau in der gleichen Weise wie bei der Öffnung VIII.

Der Beginn der Arbeiten an der Baustelle fiel in die zweite Septemberhälfte 1917; sie wurden zunächst mit einem Monteur und 15 Arbeitern, darunter 5 einheimischen, begonnen, eine Zahl, die sich im Laufe der Zeit bis auf über 500 steigerte. Die Tragwerke der Öffnungen V und VII, welche allein infolge der Einbauten für die Hubgerüste durch etwaigen Eisgang

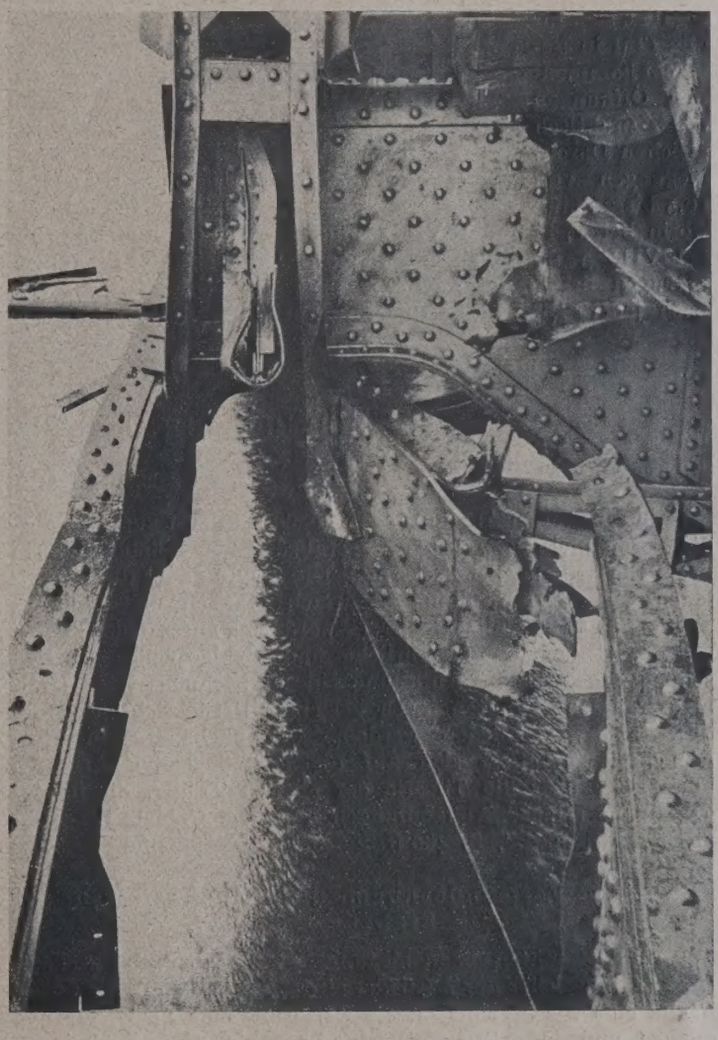


Abb. 32.
Gesprengtes Zugband der Öffnung VI.

gefährdet werden konnten, wurden am 22. Januar bzw. 3. Februar, also weit vor den kritischen Tagen, freigesetzt. Der Abbruch der Hubgerüste, der Gerüste für die Derrickkräne und das Ziehen der Pfähle war in Öffnung VII am 16. Februar 1918, in Öffnung V am 11. März vollendet und damit jeder Einbau in den Öffnungen beseitigt und dem Eise freier Durchgang geschaffen. Von den übrigen Öffnungen wurde Überbau VIII am 14., Überbau IV am 27. Februar freigesetzt. Die weiteren

Arbeiten an der Brücke selbst nahmen dann noch die Zeit bis zum 9. März in Anspruch. An diesem Tage war die Brücke für die Probebelastung fertig, welche dann am Nachmittag des 15. März stattfand. Sie erfolgte auf dem einen Gleis durch eine preußische G5- und eine G7-Lokomotive, auf dem andern Gleis durch eine preußische G7- und eine badische $\frac{\text{VII d}}{710}$-Lokomotive, sämtliche Lokomotiven Schornstein gegen Schornstein. Es ergaben sich für alle fünf in Betracht kommenden Öffnungen die praktisch gleichen Durchbiegungen von 19,5 bis 23 mm, worin bei V, VI und VII 1 mm, bei IV 1,5 mm und nur bei VIII 3 mm bleibend waren. Die Seitenschwingungen betrugen bei Langsamfahrt 1 mm, bei Schnellfahrt 2 mm nach jeder Seite. Am 16. März 1918, nachmittags, fand in Gegenwart Sr. Kgl. Hoheit, des Generalfeldmarschalls Prinzen Leopold von Bayern die Eröffnungsfeier und die Übergabe der Brücke statt, der die Aufnahme des zweigleisigen Verkehrs unmittelbar folgte.

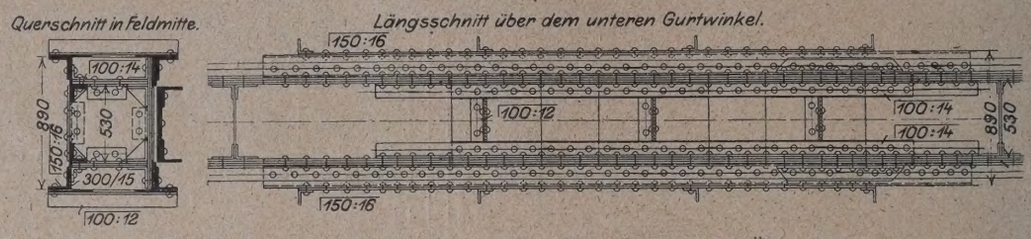


Abb. 33. Verstärkung eines beschädigten Obergurtstabes der Öffnung VI.

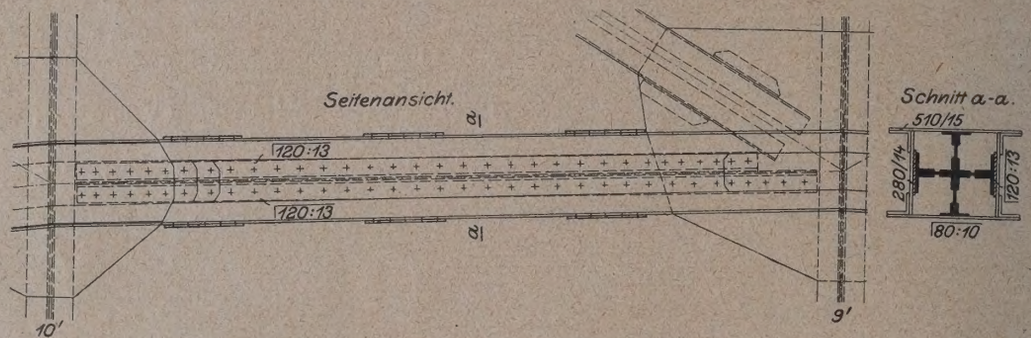


Abb. 34. Verstärkung eines beschädigten Untergurtstabes der Öffnung VI.

So wurde hier unter Schwierigkeiten, die z. T. in der weiten Entfernung und mangelhaften Verbindung mit der Heimat, z. T. in den schlechten Witterungsverhältnissen — herrschte doch häufig Schneesturm und bis 24° Kälte — ihren Grund hatten, ein Werk geschaffen, in das deutscherseits und auch von seiten der alten Hansestadt, deren Verbindung mit dem deutschen Mutterlande es später in erster Linie zu dienen bestimmt war, so manche Hoffnung verwoben wurde, Hoffnungen, denen leider die Erfüllung versagt blieb.

ZUR BERECHNUNG BIEGUNGSFESTER STABZÜGE.

Von Ing. Gustav Spiegel.

Die folgenden Ausführungen machen es sich zur Aufgabe, die Formänderungen elastischer Stabzüge von beliebiger Form in möglichst einfacher Weise abzuleiten und damit die Grundlagen für die Berechnung mehrfach statisch unbestimmter Rahmentragwerke allgemeinerer Anordnung aufzustellen; dabei soll der vielfach unübersichtliche und Fehlerquellen in sich schließende Weg der Auflösung eines Gleichungssystems mit mehreren Unbekannten, auch bei einer Berücksichtigung der Längskräfte, vermieden werden. Die nachstehenden Entwickelungen stützen sich auf die grundlegenden Arbeiten von Mohr über die Theorie der ebenen Träger, die in der 2. Auflage seiner „Abhandlungen aus dem Gebiete der technischen Mechanik", S. 480 ff. zusammengefaßt sind.

1. Die Formänderungen des biegungsfesten Stabzuges.

Wir betrachten einen biegungsfesten Stabzug o 1 2 ... n, (Abb. 1, in welcher nur 4 Glieder eingezeichnet sind), der durch irgend eine wie immer geartete Belastung eine Formänderung erleidet und dadurch in die neue Lage o' 1' 2' ... n' kommt. Der Anfangsquerschnitt o verschiebe sich hierbei um das Maß Δr_0, das von der Lotrechten um den im Sinne der Uhrzeigerbewegung gemessenen Winkel α_0 abweicht; seine Verdrehung gegen die ursprüngliche Lage betrage ε_0. Im übrigen sind die angewendeten Bezeichnungen aus Abb. 1 unmittelbar ersichtlich.

a) Formänderungen infolge Stabdrehungen.

Zunächst sei angenommen, daß die einzelnen Glieder des Stabzuges ihre ursprünglichen Längen $s_1, s_2, \ldots$ beibehalten, also nur der Einfluß der Biegungsmomente in Betracht gezogen. Greifen wir einen einzelnen Stab s_k heraus, dann ist (Abb. 2)

$$\varrho_k = \tau_k + \tau_k'$$

die Gesamtverdrehung des verformten Stabes (gegenseitige Winkeländerung der Endquerschnitte); sie ergibt sich nach Mohr als Winkel der Endlinien des Seilecks, welches der als Belastung aufgefaßten reduzierten Momentenfläche innerhalb der Stabes s_k entspricht. Es ist bei Annahme konstanten Trägheitsmomentes J_k:

$$\varrho_k = \frac{F_k{}^M}{E\,J_k} \qquad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (1$$

Der Winkelpunkt der Endlinien liegt also in der Richtung der Schwerlinie $S_k - S_k'$ der reduzierten Momentenfläche.

Unter der Annahme, daß die Knotenwinkel ϑ des Stabzuges bei jedweder Formänderung erhalten bleiben, ergeben sich die Stabdrehwinkel v, d. s. die Winkel zwischen der ursprünglichen Lage $\overline{k-1}-k$ und der durch die Verbindungslinie der Endpunkte des verformten Stabes $\overline{k-1'}-k'$ gegebenen Geraden in den einzelnen Elementen (Abb. 1):

$$\left.\begin{aligned}
v_1 &= \varepsilon_0 + \tau_1 \\
v_2 &= \varepsilon_0 + \tau_1 + \tau_1' + \tau_2 = \varepsilon_0 + \varrho_1 + \tau_2 \\
v_3 &= \varepsilon_0 + \tau_1 + \tau_1' + \tau_2 + \tau_2' + \tau_3 = \varepsilon_0 + \varrho_1 + \varrho_2 + \tau_3 \\
&\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \\
v_n &= \varepsilon_0 + \tau_1 + \tau_1' + \ldots + \tau_{n-1} + \tau_{n-1}' + \tau_n = \varepsilon_0 + \sum_1^{n-1} \varrho_k + \tau_n
\end{aligned}\right\} \quad (2$$

Es folgen damit weiter die Verschiebungen in den aufeinanderfolgenden Knotenpunkten:

$$\left.\begin{aligned}
&\Delta r_0\\
&\Delta r_1 = s_1\varepsilon_0 + s_1^r\varrho_1\\
&\Delta r_2 = s_2(\varepsilon_0+\varrho_1) + s_2^r\varrho_2\\
&\Delta r_3 = s_3(\varepsilon_0+\varrho_1+\varrho_2) + s_3^r\varrho_3\\
&\quad\cdots\cdots\cdots\cdots\\
&\Delta r_n = s_n(\varepsilon_0+\varrho_1+\ldots+\varrho_{n-1}) + s_n^r\varrho_n
\end{aligned}\right\} \quad\ldots\ldots (3$$

Wir wählen nun den Endpunkt n (also in Abb. 1 Punkt 4) zum Ursprung eines rechtwinkeligen Koordinatensystems (x y).

$$\Delta_V = \sum_0^n \Delta r_k \cos\alpha_k$$

$$= \Delta y_0 + l_1\varepsilon_0 + l_1^r\varrho_1 + l_2(\varepsilon_0+\varrho_1) + l_2^r\varrho_2 + \ldots + l_n(\varepsilon_0+\varrho_1+\ldots+\varrho_{n-1}) + l_n^r\varrho_n$$

$$= \Delta y_0 + (l_1+l_2+\ldots+l_n)\varepsilon_0 + (l_1^r+l_2+\ldots+l_n)\varrho_1 + (l_2^r+l_3+\ldots+l_n)\varrho_2 + \ldots + l_n^r\varrho_n$$

$$= \Delta y_0 + l\,\varepsilon_0 + \sum_1^n \varrho_k x_k \quad\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots (5$$

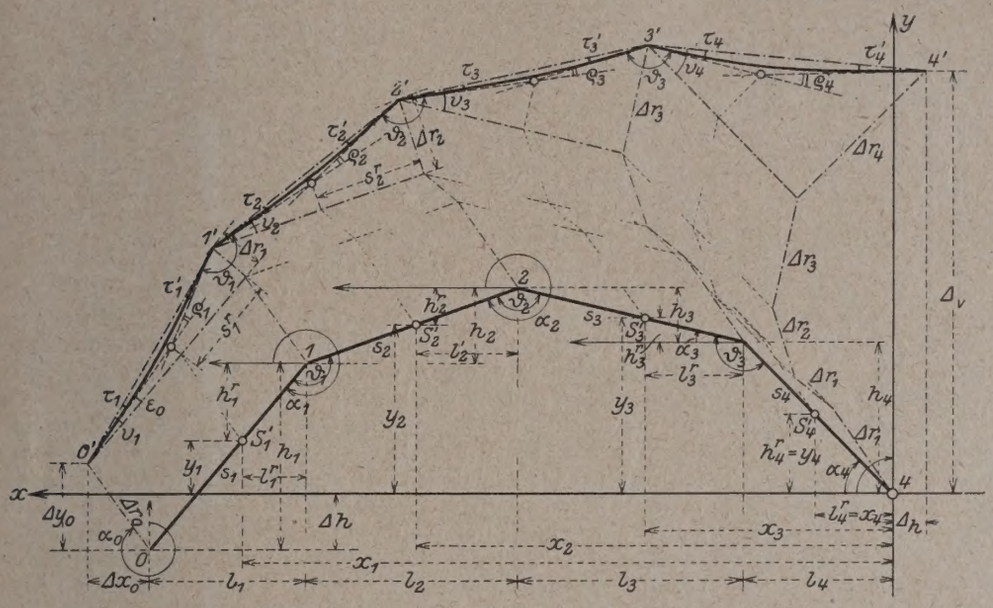


Abb. 1.

Denkt man den Endpunkt n mit dem Anfangspunkt o geradlinig verbunden, dann folgt aus der Bedingung, daß in einem ge-

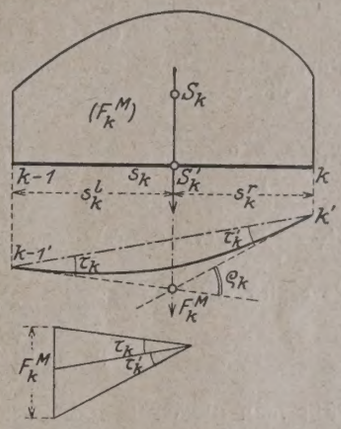


Abb. 2.

Der positive Drehsinn wird durch eine Bewegung um 90° im Sinne des Uhrzeigers von der positiven Seite der x-Achse in die Richtung der y-Achse bestimmt. Derselbe entscheidet auch über das Vorzeichen der Projektionen l_k, l_k^r bzw. h_k, h_k^r der Stabzugslängen s_k, s_k^r. Von den Projektionen der Verschiebung Δr des Stabes s liegt die horizontale in der negativen, die vertikale in der positiven Richtung der bezüglichen Koordinatenachse (Abb. 3); es ist daher für die Verschiebung des Endpunktes n anzuschreiben (Abb. 1):

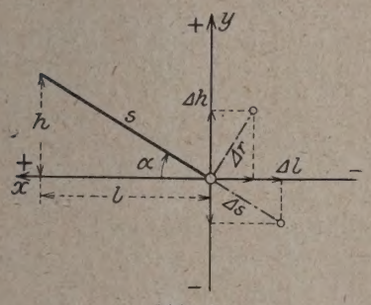


Abb. 3.

schlossenen n-Eck die Winkelsumme konstant ist, wie sich die Verschiebung aus der ursprünglichen in die neue Lage

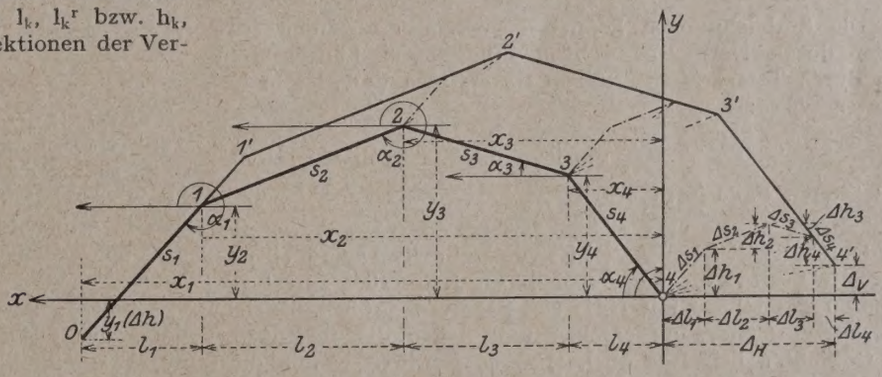


Abb. 4.

$$\Delta_H = -\sum_0^n \Delta r_k \sin\alpha_k$$

$$= \Delta x_0 + h_1\varepsilon_0 + h_1^r\varrho_1 + h_2(\varepsilon_0+\varrho_1) + h_2^r\varrho_2 + \ldots - h_n(\varepsilon_0+\varrho_1+\ldots+\varrho_{n-1}) - h_n^r\varrho_n$$

$$= \Delta x_0 + (h_1+h_2+\ldots-h_n)\varepsilon_0 + (h_1^r+h_2+\ldots-h_n)\varrho_1 + (h_2^r+h_3+\ldots-h_n)\varrho_2 + \ldots - h_n^r\varrho_n$$

$$= \Delta x_0 + \Delta h\,\varepsilon_0 - \sum_1^n \varrho_k y_k \quad\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots (4$$

o' 1' 2' ... n' auch immer vollziehen mag, unmittelbar die Beziehung:

$$\sum_1^n \varrho_k + (\varepsilon_0+\varepsilon_n) = 0 \quad\ldots\ldots\ldots (6)$$

$(\varepsilon_0+\varepsilon_n)$ ist die gegenseitige Verdrehung der Endtangenten des elastisch verformten Stabzuges gegenüber dem ursprünglichen durch die Stäbe o 1 und $\overline{n-1-n}$ gebildeten Winkel.

Die Gleichungen (4), (5) und (6) ermöglichen die Berechnung der Formänderungen des biegungsfesten Stabzuges, wenn Größe und Richtung der — elastischen oder unelastischen — Verschiebung des Anfangspunktes o sowie die Verdrehung des Querschnittes o bekannt sind. Projiziert man die Schwerpunkte der Momentenbelastungsflächen auf die Stabrichtungen (S') und faßt man die Größen ϱ als Gewichte auf,

dann lassen sich die Summenausdrücke in den Gl. (4) und (5) deuten als die statischen Momente der in den Projektionen S' angreifend gedachten Kräfte ϱ in bezug auf die Achsen x und y.

b) Formänderungen infolge Stabdehnungen.

Wir denken uns den Anfangsquerschnitt o und die Richtung des ersten Gliedes s_1 festgehalten und betrachten jetzt den Stabzug o 1 2 ... n nur unter dem Einfluß von Längenänderungen (Abb. 4); diese sollen positiv angenommen werden, wenn die Stäbe sich verlängern. Die Änderung eines einzelnen Gliedes sei ausgedrückt durch

$$\Delta s_k = \delta_k s_k \quad \ldots \ldots \ldots \ldots \quad (7)$$

Die Richtung der Achsen bedingt das Vorzeichen der Projektionen Δl und Δh der Stabdehnungen (Abb. 3); es ist daher für ein einzelnes Glied s_k (Abb. 4):

$$\Delta l_k = -\Delta s_k \cos \alpha_k = -\delta_k s_k \cos \alpha_k = +\delta_k (x_{k+1} - x_k),$$
$$\Delta h_k = -\Delta s_k \sin \alpha_k = -\delta_k s_k \sin \alpha_k = +\delta_k (y_{k+1} - y_k).$$

Durch algebraische Summierung der einzelnen Beträge erhält man die Gesamtverschiebungen

$$\left.\begin{aligned} \Delta_H &= \sum_1^n \delta_k (x_{k+1} - x_k) = -\sum_1^n (\delta_k - \delta_{k-1}) x_k = -\sum_1^n \beta_k x_k \\ \Delta_V &= \sum_1^n \delta_k (y_{k+1} - y_k) = -\sum_1^n (\delta_k - \delta_{k-1}) y_k = -\sum_1^n \beta_k y_k \end{aligned}\right\} \quad (8)$$

Es ergibt sich weiter:

$$\sum_1^n \beta_k = \sum_1^n (\delta_k - \delta_{k-1}) = \delta_n \quad \ldots \ldots \quad (9)$$

Faßt man die Größen

$$\beta_k = \delta_k - \delta_{k-1} \quad \ldots \ldots \ldots \quad (10)$$

wieder als Gewichte auf, die in den Eckpunkten des Stabzuges angreifen, dann lassen sich die Gleichungen (8) ähnlich wie die Summenausdrücke der Gl. (4) und (5) deuten als statische Momente der Kräfte β in bezug auf die Achsen x und y.

Die Stabdehnungen können hervorgerufen werden entweder durch Normalspannungen infolge von Längskräften oder durch Temperatureinflüsse. Im ersteren Falle ist in bekannter Weise:

$$\delta_k = \frac{\sigma_k}{E} = \frac{N_k}{E F_k}, \qquad \beta_k = \frac{1}{E_k} (\varrho_k - \varrho_{k-1}); \quad \ldots \quad (11)$$

im letzteren Falle ist:

$$\delta_k = \varepsilon t_k, \qquad \beta_k = \varepsilon (t_k - t_{k-1}) \quad \ldots \ldots \quad (12)$$

Durch die Gleichungen (8) ist von Mohr die Theorie ebener Träger in der für Biegungsmomente im Jahre 1868 zuerst gebrachten Darstellung mit Hilfe von Rechnungsgrößen, die sich aus der Formänderung ergeben und denen die Bedeutung von Gewichten beigelegt wird, zu Ende geführt. Es muß dies als ein wichtiger Fortschritt in der Betrachtungsweise statisch unbestimmter Tragwerke betont werden; denn durch die Einführung dieser hier mit β bezeichneten Werte wird eine bedeutende Vereinfachung gegenüber früheren Methoden auch in der Berücksichtigung der Normalspannungen ermöglicht. Für die oben mit ϱ bezeichneten Größen hat sich in der Fachliteratur der Name „elastische Gewichte" eingebürgert, welchen Mohr (s. „Eisenbau", Jahrg. 1910, S. 99) für unzweckmäßig findet, da es gleichgültig sei, ob die Verschiebungen elastischer Natur sind oder nicht; er schlägt daher die Benennung „Drehungsgewichte" und „Dehnungsgewichte" vor.

2. Die Grundgleichungen des Rahmenfachs.

Die Gleichungen (4), (5) und (6) bedürfen zu ihrer Auswertung noch der Einführung der Bedingungen für die Stützung des Stabzuges. Bezüglich der Belastung ist es dabei gleichgültig, ob diese von äußeren Kräften oder von den Reaktionen der an den Verbindungsstellen an ihn etwa anschließenden anderen Stabzüge hervorgerufen wird, wenn nur die letzteren bekannt sind oder als gegeben vorläufig angenommen und aus entsprechenden Elastizitäts-(Kontinuitäts-)Bedingungen berechnet werden. Als solcher, mit Loslösung der etwa anschließenden Nachbarteile und Anbringung der entsprechenden Gegenkräfte bildet der Teilrahmen für sich betrachtet in der von ihm umschlossenen Fläche das „Rahmenfach", für welches die oben abgeleiteten Gleichungen zur Anwendung zu bringen sind.

Ist sowohl der Anfangs- wie auch der Endquerschnitt festgehalten, dann erhält man aus (4) bis (6) die Beziehungen:

$$\left.\begin{aligned} \sum_1^n \varrho_k x_k &= 0 \\ \sum_1^n \varrho_k y_k &= 0 \\ \sum_1^n \varrho_k &= 0 \end{aligned}\right\}, \quad \ldots \ldots \quad (13)$$

die bekannten Grundgleichungen für den beiderseits fest eingespannten Rahmen. Über die Lage des Endquerschnittes n ist durch die obige Schlußfolgerung nichts ausgesagt; die Gleichungen entsprechen bloß der Forderung, daß die Querschnitte o und n weder eine Verschiebung noch eine gegenseitige Verdrehung erleiden; es können daher auch o und n zusammenfallen und biegungsfest aneinander geschlossen sein; sie beziehen sich demnach ebenso auf den geschlossenen Rahmen. Die Gleichungen drücken aus, daß die Kräfte ϱ für jede Belastung eine Gleichgewichtsgruppe bilden; sie gelten daher nicht nur für das durch den Eckpunkt n gelegte, sondern auch für jedes andere in der Ebene des Rahmens angenommene Achsensystem.

Ist der Stabzug in den Endpunkten o und n gelenkig gelagert und ist die gegenseitige Entfernung der Auflagergelenke unveränderlich, dann ergibt sich aus Gl. (4) für die mit der Verbindungslinie der beiden Gelenke zusammenfallende Achse infolge $\Delta_H = 0$, $\Delta h = 0$ und $\Delta x_0 = 0$ die Grundgleichung für die Berechnung des Zweigelenkrahmens:

$$\sum_1^n \varrho_k y_k = 0 \quad \ldots \ldots \ldots \quad (14)$$

Enthält der Stabzug eine unendlich große oder sehr große Zahl von unendlich kleinen oder sehr kleinen Elementen, dann geht der Rahmen in den Bogenträger über, für welchen als Sonderfall des Rahmens durch entsprechende Teilung in eine genügend große Zahl von geradlinigen Bogenelementen die obigen Gleichungen graphisch oder analytisch anzuwenden sind.

Sollen auch die Stabdehnungen berücksichtigt werden, dann folgt aus Gl. (9), daß für den beiderseits fest eingespannten und den geschlossenen Rahmen

$$\sum_1^n \beta = 0$$

sein muß. Denn beim ersteren kann die Erdscheibe als n-ter Stab mit dem Dehnungsmaß $\delta_n = 0$ betrachtet werden, beim letzteren ein Stab von der Länge $s_{n+1} = 0$ zwischen s_1 und s_n eingeschaltet gedacht werden. Es lauten daher hier zufolge (4) bis (6), (8) und (10) die allgemeinen Grundgleichungen:

$$\left.\begin{aligned} \sum_1^n \varrho_k x_k - \sum_1^n \beta_k y_k &= 0 \\ -\sum_1^n \varrho_k y_k - \sum_1^n \beta_k x_k &= 0 \\ \sum_1^n \varrho_k = \sum_1^n \beta_k &= 0 \end{aligned}\right\}, \quad \ldots \ldots \quad (15)$$

welche die Grundlage für die Berechnung des Rahmens bei Berücksichtigung der Längskräfte bilden. Da die β-Gewichte, ebenso wie die ϱ-Gewichte, auch für sich gleich Null sind, gelten die Gl. (15) für jedes beliebige in der Ebene des Rahmens gelegte rechtwinkelige Achsensystem.

3. Berechnung des einfachen, beiderseits eingespannten Rahmens.

a) Die alleinige Berücksichtigung der Biegungsmomente.

Die Gleichungen (13) enthalten die drei überzähligen Größen des fest eingespannten Rahmens; um dieselben unabhängig von einander aus Gleichungen mit nur einer Unbekannten zu berechnen, ist folgendermaßen zu verfahren. Da die Gleichungen für jedes beliebige Achsensystem gelten, wählt man drei Achsen derart, daß ihre Richtungen durch je 2 Schwerpunkte aus den ϱ-Gewichten für die Belastungszustände der einzelnen Überzähligen X = 1, Y = 1 und Z = 1 am statisch bestimmten Hauptnetz festgelegt werden. Wendet man auf jede dieser Achsen die Gleichung $\sum_1^n \varrho_k\, y_k = 0$ an, so enthält sie jedesmal nur eine Überzählige. Dieses Verfahren

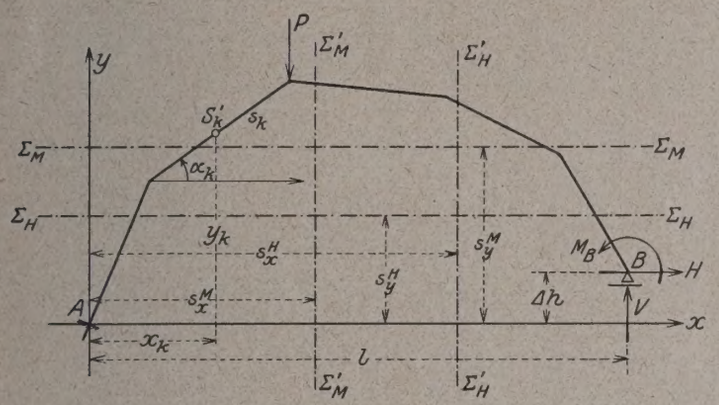


Abb. 5.

rührt von Mohr her und ist zuerst im „Eisenbau", Jahrgang 1911 S. 487 angegeben. Eine Erleichterung und Abkürzung der Arbeit kann dabei noch auf folgende Art erzielt werden. Man legt der Berechnung ein einfach statisch unbestimmtes Hauptsystem zugrunde; dann sind zur Ermittlung der Überzähligen nur Schwerachsen erforderlich, die mit den Koordinatenachsen parallel liegen. Als Hauptsystem kann der beiderseits gelenkig gelagerte Rahmen gewählt werden, für welchen noch die der Rahmenbedingung zu entsprechenden Einspannungsmomente M_A und M_B in bezug auf vertikale Schwerachsen zu berechnen sind; doch fallen diese vielfach, namentlich bei größerer Verschiedenheit zwischen den Trägheitsmomenten der linken und rechten Seite weiter aus der Fläche des Rahmens heraus, so daß es für die Durchführung der Rechnung bequemer ist, den einerseits eingespannten andererseits mittels Gleitlager gestützten Träger (Abb. 5) als Hauptsystem zu wählen, für welches der vertikale Stützendruck V am Stützpunkt B aus den noch zu berechnenden anderen Überzähligen H und M_B in der Form

$$V = V^I + \nu_H H + \nu_M M_B \quad \ldots\ldots\ldots \quad (16$$

anzuschreiben ist. Als positiv sollen die Überzähligen V, H und M_B in der in Abb. 5 eingetragenen Weise, in welcher sie am statisch bestimmten Hauptfall des Kragträgers positive Momente hervorrufen, angenommen werden. Zunächst erfolgt die Berechnung der drei auf das Hauptsystem sich beziehenden Größen V^I, ν_H und ν_M. Sodann sind die der Berechnung von H und M_B zugrunde liegenden horizontalen Schwerachsen für die Zustände H = 1 und M_B = 1 am Hauptsystem zu ermitteln; ihre Lage ergibt sich in folgender Weise. Es ist für das in Abb. 5 gezeichnete Achsensystem das Biegungsmoment für ein Rahmenglied s_k:

$$M_k = \mathfrak{M}_k + V(l - x_k) + H(y_k - \Delta h) + M_B \quad \ldots\ldots \quad (17$$

worin $\mathfrak{M}_k$ das Moment der äußeren Belastung für den in A eingespannten Kragträger bedeutet. Aus (16) und (17) folgt:

$$M_k = \underbrace{\mathfrak{M}_k + V^I(l - x_k)}_{\mathfrak{M}_k{}^I} + \underbrace{[y_k - \Delta h + \nu_H(l - x_k)]}_{\mu^I{}_{kH}} H + \underbrace{[1 + \nu_M(l - x_k)]}_{\mu^I{}_{kM}} M_B \quad (18$$

Mithin:

$$\sum_1^n \varrho_k = \sum_1^n \frac{M_k s_k}{E J_k}$$

$$= \sum_1^n \frac{\mathfrak{M}_k{}^I s_k}{E J_k} + H \sum_1^n \frac{\mu^I{}_{kH} s_k}{E J_k} + M_B \sum_1^n \frac{\mu^I{}_{kM} s_k}{E J_k} = 0 \quad \ldots \quad (19$$

$$\sum_1^n \varrho_k\, y_k = \sum_1^n \frac{M_k s_k y_k}{E J_k}$$

$$= \sum_1^n \frac{\mathfrak{M}_k{}^I s_k y_k}{E J_k} + H \sum_1^n \frac{\mu^I{}_{kH} s_k y_k}{E J_k}$$

$$+ M_B \sum_1^n \frac{\mu^I{}_{kM} s_k y_k}{E J_k} = 0 \quad (20$$

Hieraus folgt die Lage der x-Achse zur unabhängigen Bestimmung von H:

$$s^H = \frac{\sum_1^n \frac{\mu^I{}_{kM} s_k y_k}{J_k}}{\sum_1^n \frac{\mu^I{}_{kM} s_k}{J_k}}; \quad \ldots\ldots\ldots \quad (21$$

und zur Bestimmung von M_B:

$$s^M = \frac{\sum_1^n \frac{\mu^I{}_{kH} s_k y_k}{J_k}}{\sum_1^n \frac{\mu^I{}_{kH} s_k}{J_k}} \quad \ldots\ldots\ldots \quad (22$$

In bezug auf diese Achsen erhält man aus Gl. (20):

$$H = -\frac{\sum_1^n \frac{\mathfrak{M}_k{}^I s_k y_k'}{J_k}}{\sum_1^n \frac{\mu^I{}_{kH} s_k y_k'}{J_k}} \quad \ldots\ldots\ldots \quad (23$$

$$M_B = -\frac{\sum_1^n \frac{\mathfrak{M}_k{}^I s_k y_n''}{J_k}}{\sum_1^n \frac{\mu^I{}_{kM} s_k y_k''}{J_k}} \quad \ldots\ldots\ldots \quad (24$$

Die ϱ-Gewichte der einzelnen Rahmenglieder setzen sich aus den Momentenwerten der gegebenen bekannten Belastung und jenen der überzähligen, gesuchten Größe zusammen, können also durch die entsprechenden Werte $\varkappa$ bzw. δ der mittleren Ordinaten der Momentenbelastungsflächen gemessen und durch Multiplikation mit dem Faktor $\frac{E J_m}{s_m}$ aus den Abmessungen des Vergleichsfeldes s_m auf dieses reduziert werden; es ist für $\varphi_k = \frac{s_k}{s_m} \cdot \frac{J_m}{J_k}$:

$$\varrho_k = \varkappa_k \frac{\mathfrak{M} s_k}{E J_k} + \delta_k \frac{X s_k}{E J_k}; \qquad \frac{E J_m}{s_m} \varrho_k = \varkappa_k \varphi_k \mathfrak{M} + \delta_k \varphi_k X.$$

Die oben abgeleiteten Ausdrücke lassen sich dann, bezogen auf das Moment $\mathfrak{M}$ des statisch bestimmten Hauptfalles, in der Form

$$X = -\frac{\sum \varkappa_k \varrho_k y_k}{\sum \delta_k \varrho_k y_k}\,\mathfrak{M}$$

für die Berechnung unmittelbar aus den aufgezeichneten Momentenflächen auswerten. (Vgl. hierzu auch die Schrift des Verfassers: „Mehrteilige Rahmen", Berlin 1920, Verlag J. Springer, S. 9 ff.)

b) Der Einfluß von Temperaturschwankungen.

Im Falle einer gleichmäßigen Temperaturänderung in allen Gliedern des Tragwerks wird in Gl. (12):

$\delta = \varepsilon t$; $\beta_k = 0$ (für $k \geq 2$).

Es vereinfachen sich damit die Gleichungen (8) bloß auf das Glied β_1; es ist (Abb. 4):

$$\left.\begin{aligned} \Delta^t_H &= -\varepsilon t l \\ \Delta^t_V &= \varepsilon t \Delta h \end{aligned}\right\} \quad . . \quad (25$$

Die Werte V^I, ν_H und ν_M in Gl. (16), ebenso wie diejenigen von s^H und s^M unterscheiden sich von den bezüglichen Werten in 3a nur durch das Hinzutreten des von Δh abhängigen Gliedes, stimmen also mit den obigen Ausdrücken überein, wenn $\Delta h = 0$ ist. Für die Bestimmung von H und M_B ist dann:

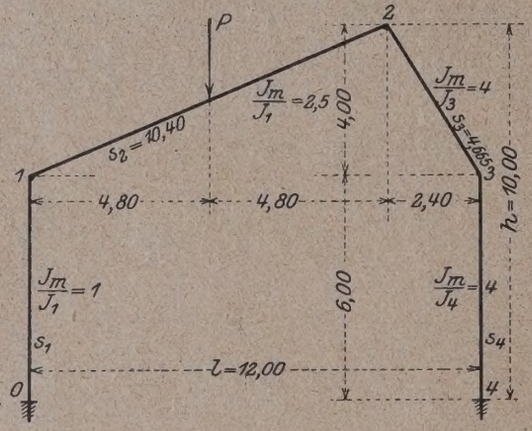


Abb. 6a.

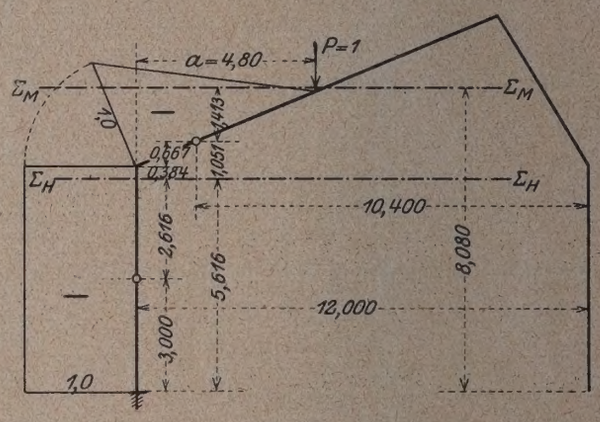


Abb. 6b.

$$\Delta_H = -\sum_1^n \varrho_k y_k - \varepsilon t l = -\sum_1^n \frac{\mathfrak{M}_k{}^I s_k y_k}{E J_k} - H \sum_1^n \frac{\mu'_{kH} s_k y_k}{E J_k}$$

$$- M_B \sum_1^n \frac{\mu^I_{kM} s_k y_k}{E J_k} - \varepsilon t l = 0.$$

Hieraus folgen für die bezüglichen Achsen durch Einführung des Temperaturmomentes

$$\varrho_t = \frac{\varepsilon E J_m}{s_m} \quad . . . . . \quad (26$$

die Werte:

$$\left.\begin{aligned} H &= -\frac{\sum_1^n \mathfrak{M}_k{}^I \varphi_k y_k' + \varrho_t t l}{\sum_1^n \mu'_{kH} \varphi_k y_k'} \\ M &= -\frac{\sum_1^n \mathfrak{M}_k{}^I \varphi_k y_k'' + \varrho_t t l}{\sum_1^n \mu^I_{kM} \varphi_k y_k''} \end{aligned}\right\} \quad . . . . . \quad (27$$

c) Die Berücksichtigung der Längskräfte.

Zur unabhängigen Bestimmung der Überzähligen aus Gleichungen mit einer Unbekannten sind für das in Abb. 5 dargestellte Hauptsystem außer horizontalen auch vertikale Schwerachsen erforderlich. Zunächst erfolgt wie unter a und b die Ermittlung der Größen V^I, ν_H und ν_M auf Grund der ersten der Gl. (15). Aus Abb. 5 folgt unmittelbar für die Längskraft im Rahmenglied s_k:

$$N_k = \mathfrak{N}_k + V \sin \alpha_k + H \cos \alpha_k \quad . . . . . \quad (28$$

$\mathfrak{N}_k$ ist die Längskraft, im statisch bestimmten System (Kragträger). Daher ist weiter:

$$\beta_k = \frac{1}{E}\left[\left(\frac{\mathfrak{N}_k}{F_k} - \frac{\mathfrak{N}_{k-1}}{F_{k-1}}\right) + \left(\frac{\sin \alpha_k}{F_k} - \frac{\sin \alpha_{k-1}}{F_{k-1}}\right) V + \left(\frac{\cos \alpha_k}{F_k} - \frac{\cos \alpha_{k-1}}{F_{k-1}}\right) H\right]$$

In Verbindung mit Gl. (16) und in abgekürzter Schreibweise erhält man:

$$\begin{aligned} \beta_k &= \beta^0{}_{k0} + \beta_{kV} V + \beta_{kH} H \\ &= (\beta^0{}_{k0} + \beta_{kV} V^I) + (\beta_{kH} + \nu_H \beta_{kV}) H + \nu_M \beta_{kV} M_B \\ &= \beta_{k0} + \beta'_{kH} H + \beta^I{}_{kM} M_B \end{aligned}$$

Ebenso ist nach Gl. (19):

$$\varrho_k = \varrho^I{}_{k0} + \varrho^I{}_{kH} H + \varrho^I{}_{kM} M_B$$

Es ergeben sich die Achsenlagen $\sum_H$ und $\sum'_H$ (Abb. 5) zur Bestimmung von Haus:

$$s_y{}^H = \frac{\sum_1^n \varrho^I{}_{kM} y_k}{\sum_1^n \varrho^I{}_{kM}}; \qquad s_x{}^H = \frac{\sum_1^n \beta^I{}_{kM} x_k}{\sum_1^n \beta^I{}_{kM}} \quad . . . \quad (29$$

und die Achsenlagen $\sum_M$ und $\sum'_M$ zur Bestimmung von M_B aus:

$$s_y{}^M = \frac{\sum_1^n \varrho^I{}_{kH} y_k}{\sum_1^n \varrho^I{}_{kH}}; \qquad s_x{}^M = \frac{\sum_1^n \beta^I{}_{kH} x_k}{\sum_1^n \beta^I{}_{kH}} \quad . . . \quad (30$$

Die Reaktionen in B folgen dann in bezug auf diese Achsen aus:

$$\sum_1^n \varrho_k y_k + \sum_1^n \beta_k x_k = \sum_1^n \varrho'_{k0} y_k + H \sum_1^n \varrho^I{}_{kH} y_k +$$

$$+ M_B \sum_1^n \varrho'_{kM} y_k + \sum_1^n \beta^I{}_{k0} x_k + H \sum_1^n \beta^I{}_{kH} x_k + M_B \sum_1^n \beta'_{kM} x_k = 0$$

mit

$$H = -\frac{\sum_1^n \varrho^I{}_{k0} y_k' + \sum_1^n \beta^I{}_{k0} x_k'}{\sum_1^n \varrho^I{}_{kH} y_k' + \sum_1^n \beta^I{}_{kH} x_k'} \quad . . . . . \quad (31$$

$$M_B = -\frac{\sum_1^n \varrho^I{}_{k0} y_k'' + \sum_1^n \beta^I{}_{k0} x_k''}{\sum_1^n \varrho^I{}_{kM} y_k'' + \sum_1^n \beta^I{}_{kM} x_k''} \quad . . . . . \quad (32$$

d) Zahlenbeispiel.

Der in Abb. 6 dargestellte Rahmen sei für eine Einzellast P = 0,50 t im Abstande 4,8 m von der linken Stütze unter bloßer Berücksichtigung der Biegungsmomente zu berechnen.

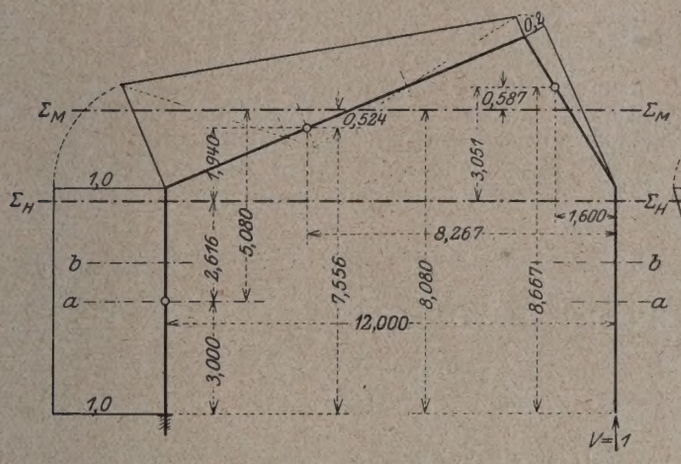


Abb. 6c.

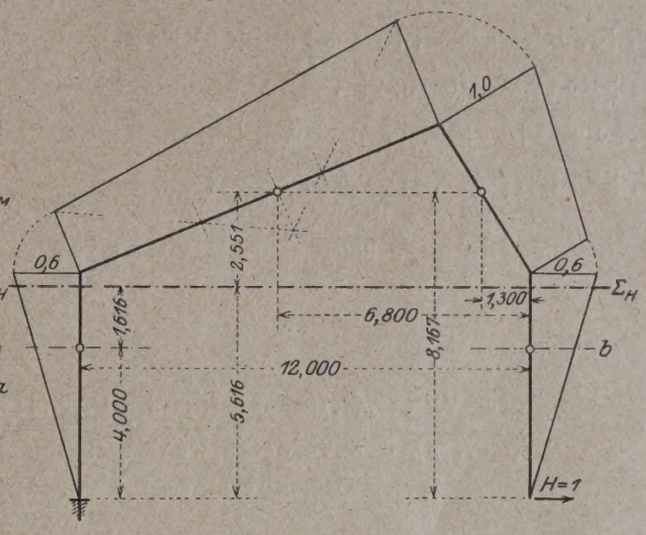


Abb. 6d.

Nimmt man den linken Ständer als Vergleichsfeld an, dann ergeben sich die Reduktionsbeiwerte φ der einzelnen Glieder aus Abb. 6 a mit:

$$\varphi_1 = 1; \quad \varphi_2 = \frac{10{,}40}{6{,}00} \cdot 2{,}5 = 4{,}33;$$

$$\varphi_3 = \frac{4{,}655}{6{,}00} \cdot 4 = 3{,}1098; \quad \varphi_4 = \frac{6{,}00}{6{,}00} \cdot 4 = 4.$$

Für das statisch bestimmte Hauptnetz ist:

$$\mathfrak{M} = -0{,}50 \cdot 4{,}80 = -2{,}40 \text{ tm}.$$

In den Abb. 6 b—e sind die Momentenflächen für die Last P = 1 und die Belastungen V = 1, H = 1 und M_B = 1 am statisch bestimmten Hauptnetz eingezeichnet. Aus diesen folgt zufolge Gl. (13,1):

$$V^I = -\frac{1 \cdot 1 \cdot 12{,}00 + (0{,}5 \cdot 0{,}5)\, 4{,}33 \cdot 10{,}40}{1 \cdot 1 \cdot 12{,}000 + 0{,}6 \cdot 4{,}33 \cdot 8{,}267 + 0{,}1 \cdot 3{,}11 \cdot 1{,}600} \cdot \frac{\mathfrak{M}}{l}$$

$$= -\frac{23{,}27}{33{,}99} \cdot \frac{\mathfrak{M}}{l} = -0{,}684 \cdot \frac{\mathfrak{M}}{l},$$

$$v_H = -\frac{0{,}3 \cdot 1 \cdot 12{,}000 + 0{,}8 \cdot 4{,}33 \cdot 6{,}800 + 0{,}8 \cdot 3{,}11 \cdot 1{,}300}{33{,}99} \cdot \frac{h}{l}$$

$$= -\frac{30{,}40}{33{,}99} \cdot \frac{h}{l} = -0{,}894 \cdot \frac{h}{l},$$

$$v_M = -\frac{1 \cdot 1 \cdot 12{,}000 + 1 \cdot 4{,}33 \cdot 7{,}200 + 1 \cdot 3{,}11 \cdot 1{,}200}{33{,}99} \cdot \frac{1}{l}$$

$$= -\frac{46{,}93}{33{,}99} \cdot \frac{1}{l} = -1{,}380 \cdot \frac{1}{l}$$

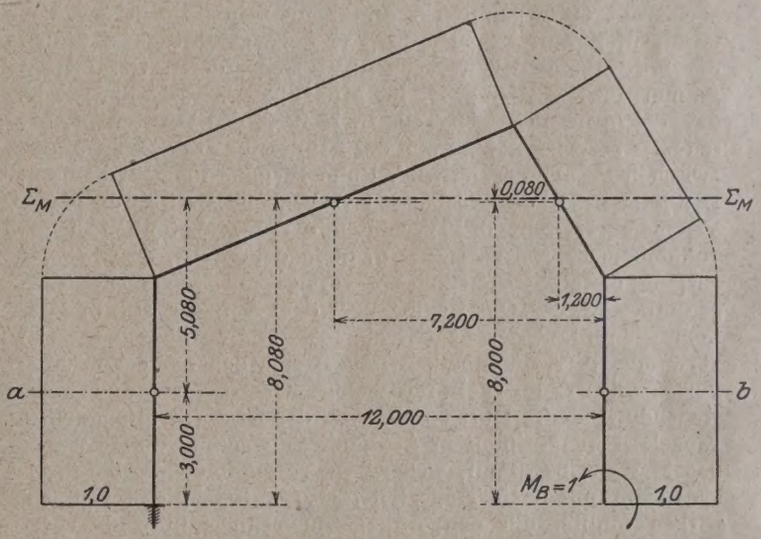


Abb. 6e.

Damit wird zufolge Gl. (16):

$$V = -0{,}684 \frac{\mathfrak{M}}{l} - 0{,}894\, H - 1{,}380 \cdot \frac{M_B}{l}.$$

In bezug auf die Achsen a—a bzw. b—b (Abb. 6 b—e) gerechnet ergibt sich:

$$s_0^H = \frac{1 \cdot 4{,}33 \cdot 5{,}000 + 1 \cdot 3{,}11 \cdot 5{,}000 - 1{,}380\,(0{,}6 \cdot 4{,}33 \cdot 4{,}556 + 0{,}1 \cdot 3{,}11 \cdot 5{,}667)}{1 \cdot 1 + 1 \cdot 4{,}33 + 1 \cdot 3{,}11 + 1 \cdot 4 - 1{,}380\,(1 \cdot 1 + 0{,}6 \cdot 4{,}33 + 0{,}1 \cdot 3{,}11)} = 2{,}616;$$

$$s^H = 3{,}000 + 2{,}616 = 5{,}616;$$

$$s_0^M = \frac{0{,}8 \cdot 4{,}33 \cdot 4{,}167 + 0{,}8 \cdot 3{,}11 \cdot 4{,}167 - 0{,}894\,(-1 \cdot 1 \cdot 1{,}0 + 0{,}6 \cdot 4{,}33 \cdot 3{,}556 + 0{,}1 \cdot 3{,}11 \cdot 4{,}667)}{0{,}3 \cdot 1 + 0{,}8 \cdot 4{,}33 + 0{,}8 \cdot 3{,}11 + 0{,}3 \cdot 4 - 0{,}894\,(1 \cdot 1 + 0{,}6 \cdot 4{,}33 + 0{,}1 \cdot 3{,}11)} = 4{,}080;$$

$$s^M = 4{,}000 + 4{,}080 = 8{,}080.$$

In bezug auf die so erhaltenen Achsen $\sum_H$ und $\sum_M$ folgt nach Gl. (13,2):

$$H = -\frac{-1 \cdot 1 \cdot 2{,}616 + 0{,}25 \cdot 4{,}33 \cdot 1{,}051 - 0{,}684\,(-1 \cdot 1\ 2{,}616 + 0{,}6 \cdot 4{,}33 \cdot 1{,}940 + 0{,}1 \cdot 3{,}11 \cdot 3{,}051)}{-0{,}3 \cdot 1 \cdot 1{,}616 + 0{,}8 \cdot 4{,}33 \cdot 2{,}551 + 0{,}8 \cdot 3{,}11 \cdot 2{,}551 - 0{,}3 \cdot 4 \cdot 1{,}616 - 0{,}894\,(-1 \cdot 1 \cdot 2{,}616 + \ldots)} \cdot \frac{\mathfrak{M}}{h} = +0{,}390 \frac{\mathfrak{M}}{h},$$

$$M_B = M_4 = -\frac{-1 \cdot 1 \cdot 5{,}080 - 0{,}25 \cdot 4{,}33 \cdot 1{,}413 - 0{,}684\,(-1 \cdot 1 \cdot 5{,}080 - 0{,}6 \cdot 4{,}33 \cdot 0{,}524 + 0{,}1 \cdot 3{,}11 \cdot 0{,}587)}{-1 \cdot 1 \cdot 5{,}080 - 1 \cdot 4{,}33 \cdot 0{,}080 - 1 \cdot 3{,}11 \cdot 0{,}080 - 1 \cdot 4 \cdot 5{,}080 - 1{,}380\,(-1 \cdot 1 \cdot 5{,}080 - \ldots)} \mathfrak{M} = -0{,}134\,\mathfrak{M}.$$

Damit wird

$$V = -(0{,}684 + 0{,}894 \cdot 0{,}390 - 1{,}380 \cdot 0{,}134)\frac{\mathfrak{M}}{l} = -0{,}847\frac{\mathfrak{M}}{l};$$

und es sind die übrigen Eckmomente:

$$M_3 = M_4 + 0{,}6\,H\,h = (-0{,}134 + 0{,}6 \cdot 0{,}390)\,\mathfrak{M} = +0{,}100\,\mathfrak{M},$$

$$M_2 = M_4 + H\,h + 0{,}2\,V\,l = (-0{,}134 + 0{,}390 - 0{,}2 \cdot 0{,}847)\,\mathfrak{M} = +0{,}0865\,\mathfrak{M},$$

$$M_1 = M_4 + 0{,}6 \cdot H\,h + V\,l + \mathfrak{M} = (+0{,}100 - 0{,}847 + 1{,}000)\,\mathfrak{M} = +0{,}253\,\mathfrak{M},$$

$$M_0 = M_4 + V\,l + \mathfrak{M} = (-0{,}134 - 0{,}847 + 1{,}000)\,\mathfrak{M} = +0{,}019\,\mathfrak{M}.$$

Die Gleichung $\sum_1^n \varrho = 0$ liefert mit diesen Werten:

$$\frac{E\,J_1}{s_1}\sum_1^4 \varrho = \frac{1}{2}[(0{,}019 + 0{,}253)\,1 + (-0{,}747 + 0{,}0865 + 0{,}500)\,4{,}33 + (0{,}0865 + 0{,}100)\,3{,}11 + (0{,}100 - 0{,}134)\,4]\,\mathfrak{M}.$$

$$= \frac{1}{2}(0{,}272 - 0{,}695 + 0{,}580 - 0{,}136)\,\mathfrak{M} = -0{,}0105\,\mathfrak{M} \sim 0{,}0\,\mathfrak{M}.$$

Das Verfahren, die Lage der der Anwendung der Rahmengleichungen zugrunde gelegten Achsen derart zu wählen, daß sich die Überzähligen unabhängig voneinander ergeben, das hier vorderhand für den einfachen Rahmen näher entwickelt wurde, bietet auch Erleichterung in der Untersuchung von Rahmentragwerken größerer Unbestimmtheit, deren allgemeine Behandlung sonst auf die Berechnung mehrgliedriger Elastizitätsgleichungen hinausläuft.

VERSUCHE MIT EINGESPANNTEN EISENBETONBALKEN.

(Heft 45 der Veröffentlichungen des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton, Bericht erstattet von Dr.-Ing. C. Bach und O. Graf.)

Die in Heft 45 der Veröffentlichungen des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton in ihren Ergebnissen mitgeteilten Versuche mit eingespannten Eisenbetonbalken sind in der Materialprüfungsanstalt zu Stuttgart durchgeführt. Sie bilden die Fortsetzung der wertvollen Versuche, deren Gesamtprogramm Prof. Dr.-Ing. E. h. Mörsch seinerzeit aufgestellt hat, die in ihrem ersten Teile in Heft 38 des Deutschen Ausschusses besprochen sind und der Ermittelung der Beziehungen zwischen Formänderungswinkel und Biegungsmoment dienten. Der jetzt in seinen Ergebnissen vorliegende zweite Teil dieser Versuche erforscht das Verhalten der Eisenbetonbalken bei vollkommener Einspannung, d. h. in dem Falle, daß bei der Biegung die elastische Linie am Auflager eine wagerechte Tangente besitzt, der Querschnitt über dem Auflager also in vollkommen senkrechter Lage verbleibt. Die zu diesem Zwecke verwendeten Verbundbalken hatten sämtlich nach Vorschlag von Prof. Dr. Mörsch rechteckige Querschnitte und überstehende Enden. Durch Belastung der letzteren infolge einer Einzellast in bestimmtem Abstande von Auflagermitte wurde das Moment bestimmt, welches in Verbindung mit 6 Einzellasten im mittleren Trägerteile, also zwischen den Stützen, wirken mußte, um den Auflagerquerschnitt in senkrechter Stellung zu erhalten, hier also die Biegelinie zu wagerechtem Verlaufe zu zwingen. Festgestellt wurde bei den Versuchen in erster Linie, inwieweit das durch den Versuch gegebene Einspannungsmoment bzw. die letzteres hervorrufende Kraft sich zu der theoretisch ermittelten Einspannungslast stellte, welche den Formänderungen des Versuches entsprach, und zwar wurden diese Vergleiche durchgeführt kurz vor Eintritt der ersten Risse, nach ihrer Ausbildung und weiterhin nahe dem Bruchzustande. Daneben wurde auch der Bestimmung der kurz vor der Rißlast auftretenden Größe σ_{bz} besondere Bedeutung gezollt. Verwendet zu den Versuchen wurde ein Beton aus 1 R. T. Zement : 2 R. T. Rheinsand : 3 R. T. Rheinkies mit Wasserzusatz = 9,2 bzw. 10 Gewichtsprozent der trockenen Materialien[1]).

[1]) Die Verschiedenheit des Wasserzusatzes war dadurch bedingt, daß bei den ersten Probebalken aus dem Jahre 1914 ein etwas grobkörnigerer Rheinsand als bei den Probebalken, hergestellt 1919—20, verwendet wurde. Der Zement zeigte nach 28 Tagen im Normalwürfel eine Festigkeit von 341 kg/qcm bzw. 352 kg/qcm bei Wasserlagerung und von 400 bzw. 404 kg/qcm bei kombinierter Erhärtung. Das verwendete Eisen war Flußeisen mit einer Streckgrenze von 2670 bis 3810 kg/qcm und einer Festigkeitsgrenze von 3916 bis 5884 kg/qcm. Die Würfelfestigkeit des Betons wurde bei 5 Würfeln (1914) zu 258, bei 11 Proben (1919/20) zu 185 kg/qcm bestimmt. Die verminderte Festigkeit hatte auch hier ihren Grund in dem feineren Sand und dem hierdurch bedingten höheren Wassergehalt.

Über die Versuchsanordnung vgl. die beigefügte Abb.

Ausgeführt wurden 7 Reihen von Versuchen. Diese lassen sich folgendermaßen übersichtlich in 3 Gruppen zusammen fassen:

I.

Reihe 1. Rechteckiger Querschnitt überall konstant h = 200, b = 300 mm. Bewehrung im Zuggurte des mittleren Teils 0,3 vH. Hiernach wurde die Bewehrung des Kragarmes so gewählt, daß unter Annahme der üblichen Berechnungsart der Wert σ_e = 1000 kg/qcm sich als Eisenzugspannung zugleich in Balkenmitte und über den Widerlagern ergab.

Reihe 2. Balken entsprechend Reihe 1, aber mit einer Bewehrung von 0,77 vH in Balkenmitte.

Reihe 6. Die Zugbewehrung zwischen den Stützpunkten ist die gleiche wie bei Reihe 2. Gegen die Stützen ist hier der Balken mit Vouten versehen; sein Querschnitt beträgt demgemäß in Balkenmitte 200/300, und über den Widerlagern 400/300.

Reihe 7. (Auf Vorschlag von Dr.-Ing. Koenen.) Während bei den Balken der Reihe 6 ein Teil der Eisen von der Balkenmitte aus nach den Balkenenden nahe der unteren Fläche verlegt ist, sind hier alle Eisen, welche die Balkenmitte in der Zugzone bewehren, nach der oberen Balkenfläche geführt. Die Reihen 6 und 7 haben ebenso wie Reihe 1 und 2 Balken mit 2 überstehenden Enden.

II.

Reihe 4. Hier ist durch Anwendung nur eines Kragarmes das eine (rechte) Ende eingespannt. Die Bewehrung zwischen den Stützen entspricht der Bewehrung in Balkenmitte von Reihe 1, ist also = 0,3 vH.

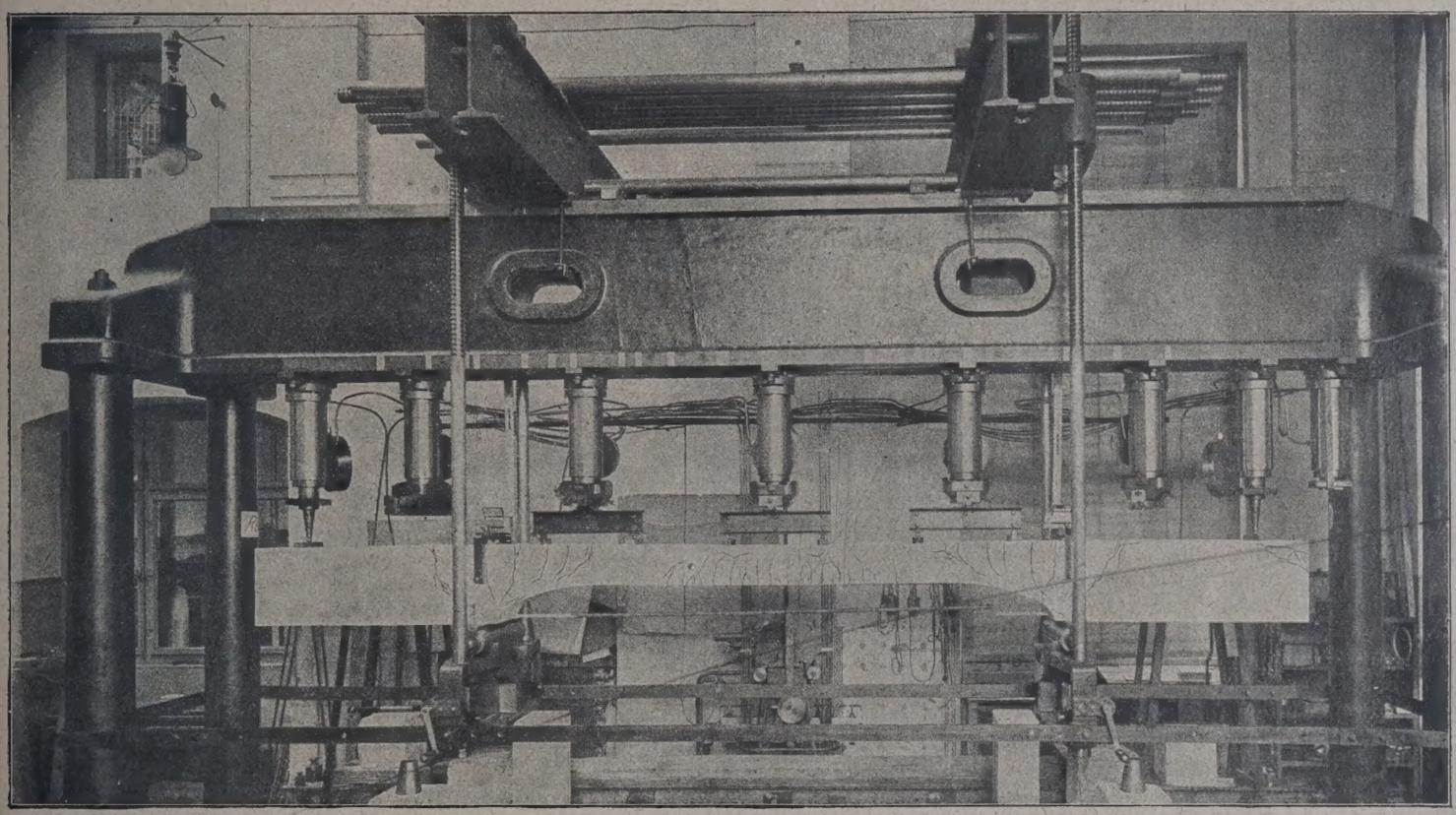
Reihe 5. Die Balken sind genau entsprechend Reihe 4 gebaut; nur beträgt im Anschlusse an Reihe 2 hier die Bewehrung in Balkenmitte, d. h. zwischen beiden Stützpunkten, 0,77 vH.

III.

Reihe 3. Balken der Form nach gemäß Reihe 1 und 2, also auch mit 2 Kragarmen versehen. Jedoch ist hier absichtlich die Bewehrung über den Stützen, wenn vollständige Einspannung stattfindet, zu schwach. Sie ist über den Stützen ebenso groß wie bei Reihe 2, in der Mitte, und in Balkenmitte der Stützenbewehrung von Reihe 2 angepaßt. Demgemäß handelt es sich hier um Balken, die für den Fall voller Einspannung und bei Zugrundelegung der üblichen Rechnung als falsch bewehrt zu bezeichnen sind.

Das Ergebnis aller Versuche läßt sich, soweit die Gruppen I und II in Frage kommen, also die Bewehrung einer vollkommenen Einspannung angepaßt war und die Balken so belastet wurden, daß die Querschnitte über den Widerlagern senkrechte Lage behielten, dahin einheitlich zusammenfassen daß: die tatsächliche Einspannungslast auf zahlreichen Laststufen nicht nur bis zur zulässigen Inanspruchnahme, sondern auch über diese hinaus gleich oder nicht wesentlich verschieden von den Einspannungslasten sich zeigte, die sich aus der üblichen Berechnung ergaben. Abweichungen erheblicher Art hiervon traten erst nach Eintritt von Rissen auf.

Etwas anders verhielten sich die Balken der Gruppe III, welche über den Stützen weit schwächer bewehrt waren als beim Auftreten der Risse wider; während die beiden sich gleichartig verhaltenden Balken Risse in Balkenmitte, daneben in den Kragarmen nahe der Einspannungsfuge zeigen, ist der dritte Balken zwischen den Stützen rissefrei geblieben und gerade über ihnen gebrochen. In letzterem Falle hat also das Einspannungsmoment über den Widerlagern unmittelbar die Zerstörung bedingt, während bei den ersteren Balken die Momente in Balkenmitte und am Kragarm gemeinsam den Bruchzustand bedingt haben. Diese Feststellung zeigt, wie der Versuchsbericht mit Recht besonders hervorhebt[2]), daß bei ungenügender Bewehrung über den Widerlagern hier zunächst die Streckgrenze des Eisens überschritten wird (bei allen 3 Balken), hierdurch der Grad der Einspannung abnimmt, sich aber alsdann der unzureichend bewehrte Balken verschieden verhalten kann. Einmal kann sich infolge der Nachgiebigkeit der Ein-



die Rechnung für voll eingespannte Balken verlangt. Unter niederen Lasten (bis $\sigma_e \leq$ 2000 kg/qcm) standen hier die tatsächlichen Einspannungslasten mit den theoretischen in guter Übereinstimmung. Die Abweichungen betrugen $\pm$ 2 vH. Mit steigender Last (bis zur d. 4000 kg/qcm) blieben aber die Versuchswerte gegenüber den Rechnungswerten mehr und mehr zurück. Das Verhältnis der tatsächlichen zur theoretischen Einspannungslast beträgt hier bei den Lasten, bei denen die ersten Risse nahe den Einspannungsquerschnitten beobachtet wurden, i. M. $\mu = 0{,}94$. Nach Eintritt von Rissen verhalten sich die 3 zur Reihe gehörenden Balken aber sehr verschieden. Bei zweien von ihnen nimmt der Wert μ bei steigender Belastung fortdauernd ab bis auf 0,5, hier beträgt also schließlich die theoretische Einspannungslast das Doppelte der tatsächlichen Versuchslast, während beim dritten Balken letztere größer war und rascher zunahm als der zugehörende Rechnungswert. Hier stehen also, wie allerdings bei der unzweckmäßigen Bewehrung zu erwarten stand, Rechnung und Versuch nach dem Auftreten von Rissen in keinem Einklang zueinander.

Die Verschiedenartigkeit des Verhaltens der Balken dieser Reihe spiegelt sich naturgemäß in dem verschiedenen Verhalten spannung die Größe des Momentes für die Balkenmitte derart steigern, daß auch hier die Streckgrenze des Eisens überschritten wird; zum andern aber braucht bei geringerer Nachgiebigkeit der Einspannungsstelle eine solche Steigerung nicht einzutreten.

Die Größe dieses Nachgebens hängt, wie die Versuchsrisse zeigen, ab von deren Lage zu den Widerlagern; sie wird um so größer sein, je größer ihre Zahl und Weite ist.

Bezüglich des Wertes σ_{bz} lassen die Versuche erkennen, daß diese Größe im allgemeinen auch hier in den bisher durch andere Versuchsreihen bestimmten Grenzen liegt, daß aber vielfach der Wert, ermittelt im Kragarm, höher ist als in Balkenmitte, d. h. zwischen den Stützen. Der Grund hierfür liegt hier in der Regel darin, daß einmal das biegende Moment in Balkenmitte auf eine größere Länge konstant ist, während es über den Widerlagern nach beiden Seiten sofort stark abnimmt, und daß zum andern wegen der über den Widerlagern stärkeren Bewehrung die Dehnungsfähigkeit des feucht gelagerten Betons (infolge der Anfangsdruckspannungen in diesen) über den

[2]) Vgl. S. 26 des Berichtes, dem die obigen Ausführungen unmittelbar entnommen sind.

Stützen eine größere ist als zwischen ihnen. Die durch Rechnung in den verschiedenen Versuchsreihen gefundenen σ_{bz}-Werte sind, soweit sie mitgeteilt sind, in nebenstehender Tabelle zusammengestellt.

	Reihe 1	3	4	5	6[3]	
Über der Stütze	31,3	31,6	31,5	36,8	22,8	kg/qcm
Zwischen den Stützen . .	22,6	27,6	25,3	27,0	24,7	

Aus den obigen kurzen Darlegungen ergibt sich, daß auch dieses neueste Heft der Veröffentlichungen des Deutschen Ausschusses für die Praxis und theoretische Behandlung des Verbundes gleich wertvolle Ergebnisse gezeitigt hat.

M. F.

LUFTDRUCKGRÜNDUNG BEIM BAU EINER EISENBAHNBRÜCKE IN AMERIKA.

Schwierigkeiten beim Ablassen der Senkkästen infolge Auftretens von Schwefelwasserstoffgas.

Die geplante Kanalisierung des Rouge River bei Detroit (Nordamerika) machte den Neubau einer Eisenbahnklappbrücke notwendig. Infolge des schlechten Baugrundes mußten die vier Flußpfeiler der Brücke bis zu dem in einer Tiefe von etwa 27 m unter Schienenoberkante angetroffenen Felsboden hinabgeführt werden. Es war mithin pneumatische Gründung angezeigt, und es wurden als Senkkasten Eisenbetonzylinder von 4 m Durchmesser in Anwendung gebracht. Der Arbeitsraum in jedem Zylinder war 2,3 m hoch, der Durchmesser im oberen Teil betrug ebensoviel, während sich der Raum nach unten erweiterte. Die Seitenwände bestanden aus in den Fugen gut gedichteten, 7½ cm starken Bohlen, die Decke aus 1 mm starken, an den Stößen miteinander vernieteten und verschweißten Eisenblechen. Das Ganze war schließlich von einem Eisenbetonmantel umgeben. Ein 90 cm weiter Einsteigschacht und ein 60 cm weiter Materialschacht vermittelten den Verkehr mit der Außenwelt. Die äußere Schalung des Eisenbetonmantels bestand ebenfalls aus 7½ cm starken Bohlen, die durch Reifen aus Winkeleisen zusammengehalten wurden. Nachdem die erforderliche Tiefe für die Senkkästen erreicht war, wurden der Einsteig- und Materialschacht beseitigt und der Innenraum des Zylinders mit Beton ausgefüllt.

Beim Absenken eines der vier Pfeiler stieß man in einer Tiefe von etwa 20 m unter S. O. auf Schwefelwasserstoffgas. Er wurde von einer unter starkem Druck emporquellenden Wasserader mitgeführt, die anscheinend durch eins der Probelöcher angebohrt worden war. Als man trotzdem versuchte weiterzuarbeiten, wurden infolge des Gaszustroms vier Arbeiter betäubt, so daß man sich entschließen mußte, die Arbeit an dem Pfeiler zeitweise einzustellen. Nach einer Pause von 50 Tagen, in der die Zuführung von Druckluft in den Caisson eingestellt wurde, so daß die angebohrte Quelle ungehindert ausströmen konnte, wurde die Arbeit mit Erfolg wieder aufgenommen, da es sich zeigte, daß der Gasgehalt des Wassers wesentlich abgenommen hatte.

Bei einem ähnlichen, anderwärts eingetretenen Fall des Ausströmens von Schwefelwasserstoffgas beim Ausheben einer offenen, 12 m tiefen Baugrube wurden, um ein Weiterarbeiten zu ermöglichen, mehrere Löcher vorgebohrt und über diese Wassereimer gestülpt; 3 m lange Röhren, die am Boden der Eimer angebracht waren, leiteten das Gas bis über Kopfhöhe der Arbeiter hinweg, so daß diese ungehindert weiterarbeiten konnten.

Die Endwiderlager oben genannter Brücke ruhen auf einem Pfahlrost von 123 Holzpfählen, die innerhalb einer eisernen Spundwand gerammt wurden. Die Betonsohle der Widerlager wurde unter Verwendung eigens konstruierter, keilförmiger, aufklappbarer Holztröge unter Wasser geschüttet. Diese wurden mit einer Betonladung an einer Leine bis zum Boden der Baugrube herabgelassen, mittels Ziehen an einer zweiten Leine aufgeklappt, so daß sich ihr Inhalt entleerte. Als die Sohle fertiggestellt war und der Beton abgebunden hatte, versuchte man, die Baugrube leer zu pumpen, was jedoch mißlang, da die Spundwand nicht dicht hielt. Es wurde nun eine zweite Spundwand aus 10 cm starken Bohlen gerammt und der Zwischenraum zwischen beiden mit Ton und Sand ausgefüllt. Es zeigte sich jedoch, daß der Schlamm des Flußbettes das große Gewicht der Auffüllung nicht tragen konnte und bei einer gewissen Höhe derselben ständig nachgab. Nun versuchte man die Verwendung von Stalldünger als Dichtungsmaterial, was auch von bestem Erfolg begleitet war, so daß die Baugrube während des Baues vollkommen wasserfrei gehalten werden konnte.

Berichtet nach einem Aufsatz der Zeitschrift „Railway Age", Nr. 12, von Dipl.-Ing. Knauff.

LITERATURSCHAU.

Gesammelt und geordnet von Regierungsbaumeister Dr.-Ing. W. Kunze, Privatdozent, Dresden.

1. Baustoffkunde.

60. Der Stand des Materialprüfungswesens. Stahl und Eisen 1920, Nr. 47/48, S. 1606—1612. A. Schob.)

61. Zement und Beton im Jahre 1919, eine Rundfrage des D. B.-V. Auszug aus dem Ergebnis der Rundfrage. Tonind.-Ztg. 1920, Nr. 154, S. 1329.

62. Verarbeiten von Lehm. Baumarkt 1920, Nr. 52, S. 889; ¾ Spalte.

63. Baulehmprüfung. Von C. Pistorius. Tonind.-Ztg. 1920, Nr. 153, S. 1321—1322. Im Anschlusse an die Veröffentlichung von Dr.-Ing. Nitzsche, ebenda Nr. 139, 140, 143.

64. Normen für Sand und Kiessand. Tonind.-Ztg. 1920, Nr. 153, S. 1320.

65. Mauerstein-Handschlagmaschine „Lausitz V". Beschreibung. Baumarkt 1920, Nr. 50, S. 861.

Statik und Festigkeitslehre.

66. Die Berechnung achsensymmetrisch gleichmäßig belasteter Ringtragwerke. Von F. Wansleben, Dortmund. Eisenbau 1920, Nr. 23, S. 428—431.

67. Die Lehre von der Knickfestigkeit, I. Teil. Von E. Elwitz. 4 Seiten Besprechung des Elwitzschen Buches durch Dr.-Ing. A. Freund, Essen, im Eisenbau 1920, Heft 22, S. 408—412.

68. Über die Knickberechnung gegliederter Flußeisenstäbe. Von Dr. Berrer, Mannheim. Eisenbau 1920, Heft 22, S. 398—403.

[3]) Der Grund der Abweichung bei Reihe 6 ergibt sich daraus, daß bei den hier vorliegenden Balken die Anstrengung des Betons nicht über den Widerlagern einen Größtwert erreichte, sondern nahe der inneren ersten Laststelle, und daß hier das Moment auf eine längere Strecke angenähert konstant ist, also hier ähnliche Verhältnisse vorliegen wie an der Unterseite der Balken zwischen den Stützen. Daraus ergibt sich auch der nicht große Unterschied zwischen den beiden Zahlen in Reihe 6.

69. Die Berechnung des elastischen Seiles. Von Dr. phil. W. Ihlenburg, Sterkrade. Eisenbau 1920, Heft 21, S. 385—391.

70. Beitrag zur Berechnung der Schutzbrücken für Drahtseilschwebebahnen. Von Dr.-Ing. A. Knees, Duisburg. Eisenbau 1920, Nr. 23, S. 431—436.

71. Das gelenkig gelagerte Doppelportal. Von Dr.-Ing. Kaufmann, Hannover. Eisenbau 1920, Nr. 21, S. 381—384.

72. Berechnung des Vierendeel-Trägers mit Hilfe von mehrgliedrigen Elastizitätsgleichungen. Von Ing. Kurt Lerche, Berlin-Zehlendorf. Eisenbau 1920, Nr. 22, S. 395—398.

73. Beitrag zum Vergleich der Dehnungs- und Schubspannungstheorie. Von Prof. H. Bonte. Mitt. a. d. Masch.-Lab. d. Techn. Hochschule Karlsruhe. Z. d. V. d. Ing. 1920, Nr. 51, S. 1071—1072. Ausrechnung von Versuchen zur Nachprüfung der Formel

$$\sigma_i = 0{,}35\ \sigma + 0{,}65\ \sqrt{\sigma^2 + 4\,\tau^2}.$$

Brückenbau.

a) Allgemeines.

— — — —

b) Hölzerne Brücken.

— — — —

c) Stein- und Betonbrücken.

— — — —

d) Eisenbetonbrücken.

— — — —

e) Eiserne Brücken.

74. Die Wiederherstellung der Brücke über die Scheldebei Termonde durch die Man (Gustavsburg). Eisenbau 1920, Heft 19, 13 Seiten mit 20 Abb., S. 337—350.

75. Die deutschen Kriegsbrückensysteme. Von A. Müllenhoff. 27 Seiten mit 42 Abb. im Eisenbau 1920, Heft 20, S. 353—379.

76. Klappbrücke über den Chicago-River von 79,25 m Spannweite. Bericht nach Eng. News Record 25. 12. 19, mit 4 Abb. von E. Hausmann im Eisenbau 1920, Heft 21, S. 391—393.

77. Fahrbare Verladebrücke von 34,5 m Stützweite und 60 m Länge. Von Dr.-Ing. Dürbeck, Berlin-Pankow. Eisenbau 1920, Heft 23, Seite 413—424.

Hochbaukonstruktionen und Zementwaren.

78. Neuere Wand- und Deckenbauweisen. Bauwelt 1920, Nr. 48, S. 822, Nr. 51, S. 875—876. Schluß folgt.

79. Praktische Erfahrungen mit der Schimabauweise (in Münsterburg, 17 Tage Bauzeit für ein Einfamilienhaus). Baumarkt 1920, Nr. 51, S. 876.

80. Neue Dachziegeldeckung. Kurze Mitt. in Bauwelt 1920, Nr. 53, S. 682.

81. Unentflammbare Bekleidung eiserner Baukonstruktionen. Baumarkt 1920, Nr. 52, S. 887, ½ Spalte.

82. Berradecke. Zuschrift zu der Beschreibung in Nr. 47 des Baumarktes, ebenda in Nr. 50, S. 861.

Gründungsarbeiten usw.

— — — —

Wasserbau.

Gewässerkunde und Wasserwirtschaft, Wasserrecht und Wasserbewegung.

83. Der Magdeburger Elbwasserstreit. 1 Spalte, Mitteilung von Dipl.-Ing. Bär. Z. d. V. d. Ing. 1920, Nr. 51, S. 1079.

Flußbau, Seebau, Hafenbau, Kanalbau, Schleusenbau.

— — — —

Wehre, Talsperren, Wildbachverbauungen, Wasserkraftanlagen, Bewässerungen usw.

84. Eine neue Fischschleuse. Von Dr.-Ing. H. Krey, Berlin. Z. d. Bauv. 1920, Nr. 103, S. 641—644. Mit 15 Abb.

85. Dichtung von Werkkanälen. Von Reg.-Baumeister Dr.-Ing. Leiner, Privatdozent, München. Z. d. V. d. Ing. 1920, Nr. 51, S. 1084. (1 Seite.)

86. Normen für Leistungsversuche an Wasserkraftanlagen. Z. d. V. d. Ing. 1920, Nr. 49, S. 1037.

Erdbau, Tunnelbau und Bergbau.

— — — —

Straßenbau.

87. Gehsteigpflaster. Zuschriften zu der Mitteilung in Nr. 138, S. 1200 der Tonind.-Ztg., ebenda in Nr. 152, S. 1311.

Eisenbahnbau und -betrieb.

88. Jahrhundertfeier der Eisenbahnschienen aus Schmiedeeisen. Z. d. V. d. Eisenbahnverwaltungen 1920, Nr. 88, S. 967. Von Birk, Prag. Geschichtlicher Rückblick.

89. Die Untergrundbahn in Madrid. Z. d. V. d. Eisenbahnverwaltungen. 1920, Nr. 91. S. 995—996.

90. Der Einschienenwagen. (E.-S.-W.) Z. d. V. d. Eisenbahn-Verw. 1920, Nr. 93, S. 1023. Mit 2 Abb.

Eisenbetonbau.

(Eisenbetonbrücken siehe unter Brückenbau!)

91. Die Fabrikanlage des Österr. Ver. für chem. und metallurgische Produktion in Falkenau a. d. Eger. Von Dr.-Ing. Hugo Szekely, Budapest. Beton und Eisen 1920, Heft 17/18 und 19/20.

92. Neuere Kohlenlagerhäuser in Eisenbeton. Rückblick auf eine zehnjährige Tätigkeit der Firma Gebr. Rank, München. Von Dipl.-Ing. G. Escher. Beton und Eisen 1920, Heft 16, 17/18, 19/20 und folgende.

Eisenbau.

(Eisenbrücken siehe unter Brückenbau!)

93. Die Zähigkeit des Materials als Grundlage für die Berechnung von Brücken usw. Von N. C. Kist, Prof. der Techn. Hochschule zu Delft. Eisenbau 1920, Nr. 23, S. 425—428.

94. Zur Frage eines wirksamen und wirtschaftlichen Eisenschutzes. Von Ing. Leopold Herzka, Oberstaatsbahnrat, Wien. Eisenbau 1920, Nr. 27, S. 403—405.

Holzbau.

95. Trugrechnungen im Holzbau. Von Arch. Prof. Klinck und Ing. Köhn, Lehrer a. d. staatl. Baugewerkschule Neukölln. Bauwelt 1920, Nr. 53, S. 681.

Städtebau und städtischer Tiefbau.

96. Leipziger Reform-Sinkkasten, System „Kutzer". Von Fr. Schrader, Bauschuloberlehrer, Glauchau. Baumarkt 1920, Nr. 52, S. 889, ¾ Spalte.

Kunst im Ingenieurwesen, Wirtschaftliches, Personalnachrichten, Vereinsnachrichten, Standesvertretung, Sonstiges.

97. Hebung der Arbeitslust und Produktion durch Preisabbau. Eisenbau 1920, Heft 22, S. 405—406.

98. Baurat Dr.-Ing. e. h. Böhmler †. Nachruf von Reg.-Baumeister W. Neuffer, Mannheim, im Zentralbl. d. Bauv. 1920, Nr. 102, S. 639.

99. Theodor Rümelin †. Nachruf von einem seiner vielen Freunde. Südd. Bau-Ztg. 1920, Nr. 52, S. 203—204.

100. Bericht über die Hauptversammlung des Vereins deutscher Eisenhüttenleute am 6. und 7. Nov. 1920. Stahl und Eisen 1920, Nr. 47/48, S. 1582 — 92.

KURZE TECHNISCHE BERICHTE.

Geradrichten eines Silos.

Die Aufbewahrung von Futtermitteln im Silo und ihre Bearbeitung im gelagerten Zustand, für die man das schöne Wort „Ensilage" anwendet, spielt zurzeit in der Landwirtschaft der Vereinigten Staaten eine wichtige Rolle. Infolgedessen hat der Bau von Silos dort jetzt erhebliche Bedeutung gewonnen. Der in erster Linie für diese Bauwerke in Frage kommende Baustoff ist Beton. Die Belastung des Baugrundes durch die Silos, die häufig in beträchtlicher Größe angelegt werden, ist oft ziemlich groß und bei ihrer Gestalt, eine Säule von ziemlicher Höhe über kleiner Grundfläche, sind daher die Gefahren, die durch einseitige Setzungen hervorgerufen werden, nicht unbedeutend. Fälle, wie der nachstehend zu schildernde, werden daher nicht ganz selten sein; um so beachtlicher ist aber die einfache Art, wie die Gefahr beseitigt und der Einsturz des Silos verhütet wurde.

Ein Silo in Montana, der bei 24,4 m Höhe einen inneren Durchmesser von 4,9 m hat und noch durch einen Wasserbehälter am Kopf belastet ist, hatte sich infolge von Unregelmäßigkeiten bei seiner Gründung und infolge einseitiger Belastung durch die Vorrichtung zum Zuführen der darin zu lagernden Güter einseitig gesetzt und dabei soweit geneigt, daß ein Lot vom oberen Ende den Boden 1,17 m vom entsprechenden Punkt am Fuße traf. Die Gründungen reichten etwa 1 m in den Boden hinein. Der Unternehmer, der den Auftrag erhielt, den Silo gerade zu richten, legte zunächst die Gründungen frei, indem er auf der hohen Seite einen 1 m breiten und 2,75 m tiefen Graben um den halben Silo herum führte, nachdem er vorher den Silo durch Seile, die am oberen Ende festgebunden und im Boden verankert wurden, gegen Umstürzen während der Arbeit gesichert hatte. Von dem Graben aus konnten die Arbeiter ihre Bohrer bequem an die Gründung ansetzen. Es wurden nunmehr nämlich in Abständen von etwa 60 cm wagerechte Löcher von 5 cm Durchmesser in Richtung auf den Mittelpunkt der Gründung vorgetrieben und dann der Silo sich selbst überlassen. Da aber die Bohrlöcher noch nicht ausreichten, um die Rückkehr in die senkrechte Lage zu erzwingen, wurde zwischen die ersten Löcher später noch eine zweite Gruppe von Löchern eingearbeitet, so daß die ganze eine Hälfte der Gründung auf der hohen Seite mit Löchern von 5 cm Durchmesser in 30 cm Abstand durchsetzt war. Nach ungefähr drei Tagen war der Silo ganz allmählich wieder in die senkrechte Lage zurückgekehrt.

Es kam nun noch darauf an, den Silo in der richtigen Stellung festzuhalten. Zu diesem Zwecke wurden 15 cm unter der Erdoberfläche in 30 cm Abstand voneinander ringsum in den Silo Löcher eingearbeitet, die das obere Ende von 2,5 cm starken, unter 45° geneigten Eisenstangen aufnahmen. Die Enden der letzteren reichten etwa bis 1 m außerhalb des vom Silo bedeckten Raumes. 15 cm vom oberen und ebenso weit vom unteren Ende entfernt wurden diese Eisenstangen durch je einen Ring aus gleichartigen Eisen verbunden; der so gebildete Käfig wurde mit Beton ausgefüllt. Infolge dieser Verbreiterung der Gründung ist der Silo in seiner aufrechten Lage verblieben. Die Arbeit des Geraderichtens hat nur kurze Zeit in Anspruch genommen und nur 150 Dollars gekostet.

Drahtlose Auslösung von Führerstandsignalen beim Überfahren von Vorsignalen in Warnstellung.

Auf der Strecke Paris—Chartres sind mehrmonatliche Versuche gemacht worden, ein hörbares Zeichen auf der Lokomotive durch drahtlose Übertragung auszulösen, wenn das Vorsignal, an dem der Führer unbeachtet vorbeifährt, „Halt" anzeigt. Die Ergebnisse waren so befriedigend, daß die Regierung beabsichtigt, eine größere Zahl Lokomotiven mit dieser Einrichtung auszurüsten. Die eigentliche Versuchsstrecke hatte 24 km Länge.

Der Apparat ist von dem französischen Ingenieur Augereau in Anlehnung an Vorläufer im Flugwesen gebaut worden und verfolgt den Gedanken, nur die Aufmerksamkeit des Lokomotivführers zu wecken, nicht aber automatisch auf die Bremsung des Zuges einzuwirken. Das Wesen der Einrichtung besteht in folgendem: Jedes Vorsignal hat eine Ruhestrombatterie, die mit Hilfe eines Summers und einer Ruhmkorffspule Hertzsche Wellen erzeugt. Die Wellen werden durch Zwischenschaltung zweier Antennen, einer ortsfesten beim Signal und einer an der Lokomotive, auf diese übertragen und schließen hier durch Ausschaltung eines Widerstandes einen Stromkreis, der nun seinerseits mit Hilfe eines Elektromagneten und der von A. konstruierten Hebelkombination, die sehr an den Bau von Blockwerken erinnert, eine Dampfpfeife in Tätigkeit setzt.

Die Lokomotivantenne ist ein Kupferrohr an der Langseite der Maschine in etwa 1,2 m über Schienenkopf und so lang, daß eine genügende Übertragung bei jeder Geschwindigkeit gewährleistet ist. Über den gegenseitigen Abstand der beiden Antennen ist nichts gesagt. Die Streckenbatterie wird nur eingeschaltet, wenn das Vorsignal Warnstellung zeigt und nur so lange, als ein Zug über die in den Stromkreis eingeschaltete isolierte Schiene fährt.

Jede Auslösung des Pfeifensignals auf dem Führerstande durch drahtlose Übertragung wird automatisch auf dem Papierstreifen des Geschwindigkeitsmessers aufgezeichnet. Sieht der Führer die Warnstellung rechtzeitig, so hat er den Apparat von Hand in Tätigkeit zu setzen, was gleichfalls, aber in unterschiedlicher Weise auf dem Streifen vermerkt wird. Auf diesem Wege wird also zugleich die Aufmerksamkeit des Führers kontrolliert. Die Rückstellung der Einrichtung auf den Ruhezustand geschieht von Hand.

(Nach Railway Age 1920/19, mit Zeichnungen von Stromkreis, Hebelanordnung zur Auslösung des Pfeifensignals und Bildern von Lokomotive mit Antenne und Geschwindigkeitsmesser.) Gl.

Neue Arten von Zylinderschützen,

welche sich insbesondere für Wasserwerke, Schleusenumläufe u. ä. eignen, beschreibt R. Loman im „Polytechnisch Weekblad" vom 26. November 1920.

6 bisher nicht bekannte neue Arten werden vorgeschlagen; auf die beiden für die Praxis wohl beachtlichsten von ihnen, auf das sogenannte „Säulenschütz" Abb. 1 und auf das „Pilzschütz" Abb. 2 soll hier hingewiesen werden.

Die Bezeichnung entspricht der Form des festen Schützteils, welcher dem beweglichen zylindrischen Ringstück, dem eigentlichen Schütz, zur Führung und zum Abschluß dient. Die Neuerung besteht in der Ausbildung, in der Art der Abstützung und in der stalaktitenförmigen Endigung des führenden und abschließenden Schützteils, d. i. der Säule bzw. des Pilzfußes. Durch die stalaktitenförmige Endigung erhält nicht nur das von oben nach unten, sondern auch im umgekehrten Sinne fließendes Wasser gute Führung, seine Wirbelbildung beim Durchströmen der Schützöffnung wird außerordentlich vermindert. Den neuen Arten kommt daher ein viel günstigerer Kontraktionsbeiwert zu als den alten.

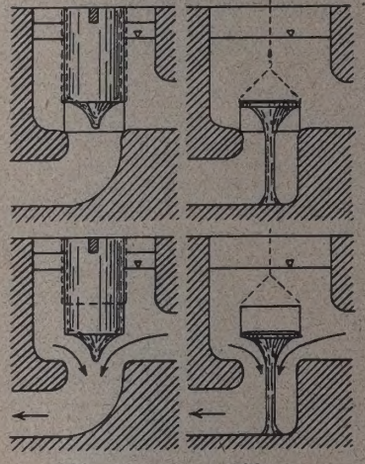


Abb. 1. Abb. 2.

Beim Säulenschütz liegt die Abstützung jederzeit zugänglich über Oberwasser. Es tritt kein vertikal auf dem Schütz lastender Wasserdruck auf. In Rücksicht auf Ausbesserungen am Schützringstück ist dieses am besten aus zwei Teilen herzustellen, damit es zwischen Schacht und der starr in ihm aufgehängten Säule, ohne letztere herausnehmen zu müssen, ein- bzw. ausgebaut werden kann.

Das Pilzschütz überträgt den auflastenden vertikalen Wasserdruck auf die unter Wasser liegende Kanalsohle, sein Stiel vermindert den freien Durchflußquerschnitt. Zwecks Ausbesserungen kann das Ringstück im ganzen leicht und bequem hochgewunden werden.

Wegen der anderen auch durchaus beachtlichen Vorschläge sei auf oben genannten Aufsatz verwiesen.

Dresden. Kummer.

WIRTSCHAFTLICHE MITTEILUNGEN.

Wirtschaftliche Fertigung im Eisenbau.

Auszug aus einem Vortrag des Herrn W. Hellmich auf der Hauptversammlung des Deutschen Eisenbau-Verbandes am 10. Nov. 1920.

Eins der wenigen Mittel, die in unsere Hand gegeben sind, um unsere Lage zu verbessern, ist die Hebung der Wirtschaftlichkeit unserer Produktion. Auf allen Gebieten unseres gewerblichen Schaffens muß mit Beschleunigung, dem tiefen Ernst, den die Sachlage erfordert, und mit Zähigkeit daran gearbeitet werden, alle vermeidbare Vergeudung von Stoff und Arbeit zu beseitigen, so rationell als möglich zu produzieren.

Der Eisenbauverband erwirbt sich daher ein großes Verdienst, wenn er es unternimmt, dieser Forderung auf seinem Fachgebiet zum Durchbruch zu verhelfen.

Die Rohstoffnot macht uns verantwortlich für jeden Stoffverbrauch, der nach dem Stande unserer Technik vermieden werden kann; sie verlangt in erster Linie rationellste Ausnutzung aller Energiequellen, namentlich der Kohlen.

Die Kohlenenergie in ihrer unmittelbar umgesetzten Form als Wärme spielt im Eisenbau eine verhältnismäßig nebensächliche Rolle. Wir finden hier keine ausgedehnten Heizungs- und Trocknungsanlagen. Eine gewisse Bedeutung kann den Niet- und Schmiedefeuern beigemessen werden, die sicherlich in mancher Beziehung nach Verbesserung verlangen. Es wäre z. B. wertvoll, zu untersuchen, ob und inwieweit die offenen Nietfeuer, die Kohle und Nietmaterial unrationell behandeln, durch wirtschaftlichere Einrichtungen, z. B. elektrische Nieterwärmung, ersetzt werden können. Auch die Schmiedeanlagen stehen in mancher Hinsicht, was Kohle und Werkstoffausnutzung verlangt, noch nicht auf der Höhe.

Von größerer Bedeutung als die Wärmetechnik sind im Eisenbau die Verlustquellen, die in der Fortleitung der Energie durch die Transmissionen über den Antrieb der Arbeitsmaschinen bis zum Werkzeug sich vorfinden. Hier wird eine vom Ausschuß für wirtschaftliche Fertigung eingeleitete Untersuchung über den Kraftfluß, die eine organische Ergänzung der Arbeiten der Hauptstelle für Wärmewirtschaft darstellt, Nützliches wirken können. Man schätzt die Verluste allein in den Transmissionen, ohne hierfür mangels exakter Untersuchungen bisher feste Unterlagen zu haben, auf 25—50 vH der hineingeleiteten Energie.

Es fehlen ferner bislang noch einwandfreie, vergleichende Untersuchungen über die Wirtschaftlichkeit der verschiedenen Arten der Kraftübertragung, die für den Eisenbau von Bedeutung sind (mechanische, elektrische, Preßluft und Preßwasser). Solche Vergleichsrechnungen würden uns wertvollen Aufschluß geben können.

Mittelbar stellt aber die Kohlennot an den Eisenbau wie an alle Industriezweige die dringende Forderung, dessen eingedenk zu sein, daß fast alle Werkstoffe, die ver- und bearbeitet werden, einen Kohlenbetrag in sich tragen, gewissermaßen in Kohlenwährung zu werten sind und daß daher die rationellste Verwendung der Werkstoffe, zu der uns die verminderte Rohstoffbasis zwingt, gleichzeitig wirtschaftlichste Kohlenausnutzung bedeutet. Es gilt also, ohne Beeinträchtigung von Standsicherheit und Güte der Bauwerke durch geschickte und sorgfältigst durchdachte Ausnutzung des Eisens aus dem Werkstoff herauszuholen, was überhaupt herausgeholt werden kann.

Von vornherein muß schon die Gestaltung hierauf Rücksicht nehmen.

Für die Haupttragwerke einer Brücke, einer Halle usw. ist zwar bisher schon immer ein genauer Festigkeitsnachweis aufgestellt worden und das Eisen ist dafür, einen geschickten Konstrukteur vorausgesetzt, nach den bestehenden Vorschriften soweti als möglich ausgenützt worden. Um bei diesen am meisten ins Gewicht fallenden Teilen an Baueisen künftig noch mehr zu sparen, muß nachgeprüft werden, ob die Bestimmungen nicht einerseits unnötige hohe Sicherheitsgrade (Wettbewerb mit Eisenbeton) und anderseits nicht zu hohe, der Wirklichkeit nicht entsprechende Belastungen (z. B. Menschengedränge, Winddrücke) zur Voraussetzung haben. Es ist also eine eingehende Nachprüfung der Baupolizeivorschriften auf Grund von wissenschaftlichen und praktischen Untersuchungen zu fordern, gleichzeitig eine Vereinheitlichung für alle deutschen Länder.

Der Konstrukteur muß die Stabquerschnitte oft größer bemessen als es die errechneten Stabspannungen erfordern, weil er nicht die geeigneten Profile zur Verfügung hat. Bei der beabsichtigten Nachprüfung der deutschen Normalprofile wird daher der Eisenkonstrukteur weitgehend mitzuarbeiten haben.

Erhebliche Ersparnisse lassen sich ferner z. B. bei all den Teilen machen, die nicht zum Haupttragwerk gehören und die nicht auf Grund der darin auftretenden Spannungen, sondern vielfach aus dem Faustgelenk bemessen werden. In Säulenfüße z. B. wird manchmal zwecklos viel Eisen gepackt. Bei der Wahl der Dicke von Knotenblechen und Bindeblechen kann sehr gesündigt werden. Bei den Ersparinsbestrebungen darf jedoch keinesfalls die Güte der Arbeit leiden; es muß an der richtigen Stelle gespart werden.

Die gleiche Forderung rationellster Ausnutzung, die für den Werkstoff zu erheben ist, gilt auch für den zweiten maßgebenden Faktor der Produktion, für die menschliche Arbeit. Ihr jetziger hoher Preis verlangt, daß alle nur irgendwie anwendbaren Maßnahmen getroffen werden, die den Lohnanteil so gering als möglich halten. Namentlich gilt das für diejenigen Industriezweige, in denen nach ihrer Entwicklung und Eigenart die Mechanisierung noch nicht hinreichend Eingang gefunden hat. Hierzu gehört auch der Eisenbau, in dem im Durchschnitt die Handarbeit noch einen ganz erheblichen Anteil an den Gestehungskosten hat.

Die Fertigung im Eisenbau muß daher noch weit eingehender als bisher durchforscht werden. Zahlreiche Probleme harren hier noch der wissenschaftlichen Durchforschung: die durch Konstruktions, Festigkeits- und Wirtschaftsrücksichten gezogenen Grenzen für Lochen und Stanzen; in Amerika, dessen Eisenbau den deutschen Arbeiter weit übertrifft, liefern die Stanzen die Hauptarbeit. Die Zulässigkeit des Schweißens, das in Amerika während des Krieges für den Serienbau der Handelsschiffe umfassende Verwendung gefunden hat; der wirtschaftliche Vergleich in der elektrischen, Druckwasser- und Druckluftnietung; die Vor- und Nachteile des Schablonier-, Hilfsschablonier- und Zulegeverfahrens; die Herabminderung der Vor- und Nacharbeiten während des ganzen Fertigungsganges u. a. m.

Neben der Bearbeitung ist das Transportwesen für den Eisenbau von ausschlaggebender wirtschaftlicher Bedeutung. Der Anteil der Transportarbeiter- und Handlangerlöhne im Eisenbau wird auf 75 vH der sogenannten produktiven Löhne geschätzt. Die Herabsetzung dieser ausschlaggebenden Gestehungskosten ist nur möglich durch ein ausgezeichnetes Transportwesen, dessen reibungsloses und glattes Arbeiten eine klardurchdachte Betriebsorganisation zur Voraussetzung hat. Eine Eisenbauanstalt kann künftig nur dann wettbewerbsfähig sein, wenn sie über erstklassige Transportmittel und eine zeitgemäße Betriebsorganisation verfügt.

Damit kommen wir auf das Gebiet der wissenschaftlichen Betriebsführung, die immer wieder mit dem Schlagwort „Taylorsystem" verbunden wird.

Näher betrachtet ist dieses „Taylorsystem" nichts anderes als weitestgehende Arbeitsteilung unter Zuweisung je eines Teils der Gesamtarbeit an bestimmte Personen und Gruppen. Die Anwendung dieses Gedankens auf unsere deutschen Brückenbauanstalten läßt sich ohne weiteres durchführen. Erforderlich ist jedoch unter Umständen die Umstellung der Arbeitsmaschinen in den Werkstätten, Beschaffung von Transportmitteln, Aufhebung der Meisterwirtschaft und das Wirken eines Zwanglaufes im ganzen Betriebe.

Wenn ein Betrieb nach Grundsätzen der wissenschaftlichen Betriebsführung organisiert werden soll, so muß in erster Linie die Voraussetzung für einen Zwanglauf geschaffen werden. Im allgemeinen bleibt es bei Bekanntmachungen und Rundschreiben, und die Überlastung mit allen möglichen Nebenarbeiten gestattet es nicht, täglich zu untersuchen und zu prüfen, ob auch die gegebenen Richtlinien eingehalten werden. Der Enderfolg ist, daß ein großes Durcheinander entsteht, daß mehrere Beamte, die Wichtigeres zu tun haben, dieselbe Sache wieder aufklären müssen, und dann geht es wieder von vorne an.

Für ein zeitgemäß organisiertes Eisenbauwerk kommen etwa folgende Bürostellen in Frage:

ein Platzbüro für die Beschaffung der Rohstoffe und die Verwaltung der Materialplätze,
ein Stücklistenbüro,
ein Gedingebüro für die Festlegung der Stücklöhne,
ein Fristenbüro für die Festlegung und den Verfolg der Lieferzeiten,
ein Vorrichtungsbüro für Konstruktion und Beschaffung der Sonderwerkzeuge und Vorrichtungen,
eine Nachprüfungs- und Selbstkostenstelle,
ein Einkaufsbüro für die Bestellung der Nebenlieferungen,
ein Versandbüro für die Aufstellung der Versandlisten,
ein Ausgangsbüro für den Ausgang der Lieferungen,
ein Instandhaltungsbüro,
ein Büro für Arbeiterangelegenheiten,
ein Büro für Betriebsstatistik.

In einem besonderen Organisationsnachweis sind die Tätigkeiten jedes einzelnen Büros und Beamten festzulegen.

Die geschilderte Organisation erfordert in einer Brückenbauanstalt mit jährlicher Erzeugung von 20 000 t auf je 8—9 Arbeiter einen Betriebsbeamten. Der Meister bekümmert sich nur noch um die richtige und sachgemäße Bearbeitung. Die Arbeitsweise gestattet, daß bei besonders eiligen Arbeiten täglich in 3 Schichten durch verschiedene Arbeitergruppen an demselben Konstruktionsteil gearbeitet werden kann, ohne daß Schwierigkeiten bei der Ausbezahlung der angesetzten Stücklöhne entstehen.

Der Einwand, daß eine solche Organisation große Summen für Aufsichtspersonal und Schreibarbeit verschlingt, ist ohne weiteres durch die Erfahrung zu widerlegen, daß trotz dessen bei gleichen Gesamtaufwendungen ein günstigeres Ergebnis erzielt wird als bei dem Fehlen einer guten Betriebsorganisation, ganz abgesehen von der erzielten Genauigkeit, Schnelligkeit, Lieferbereitschaft und stoßfreien Betriebsführung.

Auf der anderen Seite aber können die Bürokosten durch eine gut durchdachte Organisation erheblich herabgesetzt werden, namentlich in den Zeichenbüros.

Viele Werkzeichnungen können unbeschadet ihrer Vollständigkeit vereinfacht werden. Durch Einschreiben der Teilungen zwischen den Nietzeichen werden in geeigneten Fällen die Maßlinien entbehrlich, und die Zeichnung gewinnt an leichter Lesbarkeit. Es genügt vollständig, wenn das Streichmaß nur einmal in jedem Stab angegeben wird. Durch Zeichenblätter mit vorgedrucktem Schriftfeld wird unnötige Schreibarbeit vermieden.

Es empfiehlt sich, den jüngeren Zeichnern ein gut durchgearbeitetes Heft mit den wichtigsten behördlichen Bestimmungen, den Vorschriften des Werkes über die Anfertigung der Stücklisten und Eisenbestellungen, über Längenzugaben für geknickte und gekrümmte Stäbe bei der Bestellung, über Nietteilungen, Streichmaße, über einheitliche Bezeichnungsweise für Kröpfungen, Ausschärfungen usw., über die Verwendung von Kennbuchstaben für die einzelnen Bauteile u. dgl. zu übergeben. Dazu sollte in möglichst naher Zeit ein weiteres Heft mit Normen kommen.

Damit die erlassenen Vorschriften auch wirklich allgemein befolgt werden, sind vom Betrieb bzw. von einer dafür eingerichteten Prüfstelle alle Zeichnungen mit Verstößen dagegen zur Abänderung an das Büro zurückzugeben.

Die zeitgemäße Betriebsweise verlangt Stücklisten in solcher Vollständigkeit, daß danach ohne Zuhilfenahme der Zeichnung jeder Stab und jedes Blech für den Vorzeichner fertig vorbereitet, also auf Länge und Form geschnitten und mit den erforderlichen Köpfungen, Ausklinkungen usw. versehen werden kann.

Das beste Mittel, um Zeit und Geld zu sparen, ist eine gut durchgeführte Normung der immer wiederkehrenden Einzelteile.

Bekanntlich hat der D.E.V. eine Normenkommission eingesetzt, die nach kürzlich eingeleiteten Verhandlungen zusammen mit dem Normenausschuß der deutschen Industrie arbeiten soll und die in einem vorläufigen Entwurf die folgenden Einzelheiten zur Normung vorgesehen hat:

Dacheindeckungen,
Pfetten (Gerberpfetten und einfache Balken),
Windverbände für Hallenbauten,
Eisenfachwerkwände (Verwendung dünnwandiger Profile und Feststellung der zulässigen Riegelabstände durch Versuche),
Verankerungen (Vermeidung von Schraubenankern für größere Zugkräfte),
Binderteile, unter Umständen ganze Binder in Abstufungen von 1—2 m der Stützweite,
Stützen (zweckmäßige Querschnitte, gute Kopf- und Fußausbildung),
Kranbahnen (Berechnung und Ausführung),
Lüftungsklappen,
Feststehende und bewegliche Lüftungs-Jalousien,
schmiedeeiserne und gußeiserne Fenster mit den Einzelheiten für die Befestigungsarten,
schmiedeeiserne Tore und Türen,
schmiedeeiserne Treppen und Geländer,
schmiedeeiserne Gittermaste, und endlich
Oberlichter.

Die Liste wäre noch zu ergänzen durch Streichmaße für die Walzprofile, Richtlinien für Heftnietungen und Seitenwandverglasungen auf Sprossen.

In einigen Fällen, so z. B. bei Pfetten, können den Normblättern gleich Vordrucke für den Festigkeitsnachweis beigegeben werden, in welche nur die mit der Stützweite und dem Abstand veränderten Zahlenwerte eingetragen zu werden brauchen.

Für gußeiserne und schmiedeeiserne Fenster ist inzwischen ein Sonderausschuß des Nadi eingesetzt worden, dessen Arbeiten vor dem Abschluß stehen.

Der Ausschuß für einheitliche Brückenbauvorschriften arbeitet zurzeit an Normen für Brücken und Belastungen von Straßenbrücken.

Erhebliche Vorteile wären ferner zu erzielen durch eine größere Einheitlichkeit in den Montageeinrichtungen.

In der Typung, der höheren Stufe der Normung, sind im Kriege im Barackenbau erhebliche Fortschritte gemacht, die ohne weiteres für einfache Fabrikbauten, Lagerschuppen platzgreifen könnten.

Der Vereinheitlichungsgedanke braucht sich nicht nur auf technische Mittel zu beschränken. Auch auf anderen Gebieten ist eine Verständigung erwünscht und notwendig, namentlich im Abrechnungsverfahren. Wenn eine richtige und genaue Wirtschaftsrechnung vorhanden ist, wird bald erkannt werden, wo man unwirtschaftlich arbeitet und wie dem abgeholfen werden muß. Ganz besonders trifft dieses zu, wenn man die Kosten des eigenen Unternehmen mit denen anderer vergleichen kann. Hierfür ist allerdings Voraussetzung, daß die Abrechnung der Unternehmungen nach einheitlichen Grundsätzen erfolgt und daß Vergleichszahlen zur Verfügung stehen. Der Ausschuß für wirtschaftliche Fertigung hat deshalb als wichtige Aufgabe die Herausarbeitung einheitlicher Grundsätze für die Wirtschaftsrechnung und Beschaffung von Vergleichswerten in Angriff genommen und zunächst einen Grundplan der Selbstkostenberechnung aufgestellt. Dieser kann sowohl Einzelunternehmungen einen Anhalt für ihre Selbstkostenberechnung geben, als auch vor allem den Fachverbänden der Industrie für die Einführung einheitlicher Selbstkostenberechnung bei ihren Mitgliedern dienen. Inwieweit diese Vereinbarungen sich auf der Grundlage der Fachverbände oder der Fertigungsart (Massen- oder Einzelfertigung, Reparatur) vollziehen sollen, ist jetzt Gegenstand der Untersuchung.

Im Zusammenhang damit stehen die Bestrebungen nach Schaffung einheitlicher Lieferungsbedingungen.

Die bisher geschilderten Maßnahmen zur Verbilligung betreffen das einzelne Werk. Weitere Ersparnisse lassen sich durch das zweckmäßige technische und wirtschaftliche Zusammenarbeiten der Einzelunternehmungen erzielen. Die Einschränkung des übermäßigen unproduktiven Wettbewerbs, der nicht mehr dem Fortschritt dient, sondern wertvolle Kräfte unnütz, ja zum Schaden der Gesamtheit verbraucht, ist ein Mittel zur Erreichung dieses Zieles. Die Spezialisierung, d. h. die Einstellung der Fabrik auf diejenigen Erzeugnisse, die sie mit ihren Mitteln am wirtschaftlichsten herstellen kann, hat eine große Verbilligung und Verbesserung der Herstellung im Gefolge. Nicht zu verkennen ist, daß bei den Eisenbauanstalten die Verhältnisse insofern schwierig liegen, als es sich in den meisten Fällen nur um Einzelanfertigung handelt. Nur selten kommen Aufträge mit vielen gleichartigen Stücken herein. In Amerika liegen die Umstände günstiger, da ein großer Bedarf an Eisenkonstruktionen besteht, der zu decken ist. Trotzdem gibt das Beispiel zu denken, ob nicht durch vernünftige freiwillige Beschränkung eine günstigere Ausnutzung der Fabrikeinrichtung zu erzielen ist. Allerdings birgt die selbständige Spezialisierung eine Reihe von Gefahren, die jedoch durch gegenseitige Verständigung mit den Mitbewerbern, durch sogenannte zwischenbetriebliche Zusammenschlüsse, leicht überwunden werden können. Eine besondere Gefahr bedeutet vor allem die Abhängigkeit der Spezialfabrik von den Schwankungen der Konjunktur.

Eine restlose Erschöpfung aller angeführten Mittel, sei es der technischen, sei es der wirtschaftlichen zur Hebung und Verbilligung der Produktion kann aber nur mit vollem Erfolg durchgeführt werden, wenn alle beteiligten Firmen an ihrem Teil mitarbeiten und gemeinsame Arbeit leisten.

Zu einer solchen Gemeinschaftsarbeit mahnt der Ernst der Stunde mit nicht mehr zu überhörender Stimme.

In der Gegenwart wachsen unsere Aufgaben über die Mauern des einzelnen Betriebes hinaus in die Verantwortung für unser gesamtes Vaterland. Mögen die Arbeiten, die der Eisenbauverband einzuleiten im Begriffe steht, von diesem Geist der Verantwortung gegenüber unserem gesamten Volk getragen sein, dann wird auch an ihm der Segen nicht vorübergehen, den uns Haß und Mißgunst unserer Feinde wider ihren Willen bringen werden:

Der Segen der Not der deutschen Wirtschaft.

Weitere Preisermäßigung für Zement.

Nachdem nach der andauernd nach oben gerichteten Bewegung der Zementhöchstpreise ab 1. August d. J. erstmals wieder eine Herabsetzung um 661 M pro 10 t erfolgt war, ist jetzt eine weitere Ermäßigung vorgenommen worden. Wie schon kurz gemeldet, sind durch Verordnung des Reichskommissars für Zement die Preise rückwirkend ab 1. November 1920 bis zum 31. Januar 1921 für Lieferungen im Gebiet des Norddeutschen Zementverbandes um weitere 200 M, des Rheinisch-Westfälischen Zementverbandes um 300 M und im Gebiet des Süddeutschen Zementverbandes um 100 M herabgesetzt worden. Bei zukünftigen Kohlenpreiserhöhungen werden 55 vH der Erhöhung in Anrechnung gebracht. Über die Preisbewegung ergibt sich nunmehr folgendes Bild:

Preiserhöhung (pro 10 t ab Werk) um

1. 1. 1917	90	1. 4. 1919	150	1. 12. 1919	59
1. 7. 1917	180	1. 5. 1919	150	1. 1. 1920	122
1. 10. 1917	85	1. 8. 1919	430	1. 2. 1920	510
1. 10. 1918	70	1. 10. 1919	68	1. 3. 1920	1625

Preisermäßigung um

1. 8. 1920	661	1. 11. 1920	100/300

Jetztpreis: Süddeutschl. 3300 M, Nordd. 3200 M, Rheinl. 3100 M.

Bekanntmachung über Höchstpreise für Zement.

Auf Grund des § 1 der Bundesratsverordnung vom 25. Januar 1917 (R. G. Bl. S. 74) wird bestimmt:

Die durch Bekanntmachung des Reichskommissars für Zement vom 5. August 1920 (vgl. Deutscher Reichs- und Preuß. Staatsanzeiger Nr. 173 vom 5. August 1920) festgesetzten Preise werden rückwirkend vom 1. November 1920 ab bis 31. Januar 1921 in nachstehend angegebener Weise herabgesetzt. Die Preise gelten für 10 000 kg Zement ab Werk ohne Verpackung und sind Höchstpreise im Sinne des Höchstpreisgesetzes vom 4. August 1914 (R. G. Bl. S. 339) in der Fassung der Bekanntmachungen vom 7. Dezember 1914, vom 22. März 1917 und der Verordnung vom 17. Januar 1920 (R. G. Bl. 1914, S. 516, 1917, S. 253, 1920 S. 94). Die Umsatzsteuer ist in den Preisen mitenthalten.

A. Für Lieferungen an private Zementabnehmer:

a) Im Gebiete des Norddeutschen Zement-Verbandes:

Höchstpreis vom 1. August 1920 ab . . .	3 400 M
Abzug	3 200 „
Höchstpreis vom 1. Nov. 1920 ab	3 200 M

b) im Gebiete des Rheinisch-Westfälischen Zement-Verbandes, einschließlich der Verlaufsvereinigung Rhein. Hochofenzementwerke:

Höchstpreis vom 1. August 1920 ab . . .	3 400 M
Abzug	300 „
Höchstpreis vom 1. Nov. 1920 ab . . .	3 100 M

c) im Gebiete des Süddeutschen Zement-Verbandes:

Höchstpreis vom 1. August 1920 ab . . .	3 400 M
Abzug	100 „
Höchstpreis vom 1. Nov. 1920 ab . . .	3 300 M

B. Für Lieferungen an die Staatsverwaltung für Staatsbauten gelten dementsprechend folgende Preise:

a) Im Gebiete des Norddeutschen Zement-Verbandes . . . . . 3 130 M
b) Im Gebiete des Rhein.-Westf. Zement-Verbandes . . . . . 3 030 „
c) Im Gebiete des Süddeutschen Zement-Verbandes . . . . . 3 230 „

In Zukunft eintretende Kohlenpreiserhöhungen bedingen eine Erhöhung der Zementpreise derart, daß jede Kohlenpreiserhöhung für 10 000 kg Kohle mit 55 v H in Anrechnung zu bringen und den Zementpreisen zuzuschlagen ist. Hierbei sind die vom Reichskohlenverbande für den Bezirk des Rhein.-Westf. Kohlensyndikats für Förderkohlen (Fettkohlen) festgesetzten Höchstpreise (einschl. Kohlen- und Umsatzsteuer) zugrunde zu legen.

Zu A wird bemerkt:

Die Zementverbände setzen für ihre Privatkundschaft in den einzelnen Verkaufsstellen Stationsfrankopreise fest, die nach den tatsächlichen oder nach den Durchschnittsfrachten bemessen sind. Von der Reichsstelle für Zement werden diese Stationsfrankopreisberechnungen vor ihrem Inkrafttreten auf die Zulässigkeit der angewendeten Berechnungsarten geprüft.

Berlin, den 8. Dezember 1920.

Der Reichskommissar für Zement.
gez. Lorenz-Meyer, Geh. Baurat.

Vereinfachung im Lohnwesen.

Das Lohnwesen, das in größeren Betrieben ohnehin schon umfangreiche schriftliche Arbeiten durch Ausschreiben der Lohntüten und Eintragen in Lohnbücher für Kontrolle, Nachweisungen, Statistik usw. erfordert, ist durch den Steuerabzug vom Lohne noch komplizierter geworden. Um die umfangreiche und zeitraubende Schreibarbeit zu vermindern, hat die Parkett- und Steinholz-Fußbodenfabrik Hönemann in Halle (Saale) ein neues System ausgeprobt und eingeführt, bei dem die Lohnbucheintragungen und das Ausschreiben der Lohntüten in einem einzigen Arbeitsgange erfolgen, ohne daß von den bisher eingeführten Aufzeichnungen auch nur eine ausgelassen werden müßte. Die neuartigen, zu einem Einlagebogen blockartig vereinigten Lohntüten (etwa 20 bis 30 Stück pro Buchseite) werden beim Eintragen in das normal angeordnete Lohnbuch gleichzeitig mit durchgeschrieben. Abgesehen davon, daß auf diese Weise sehr viel Arbeit gespart wird, ist es dadurch gleichzeitig unmöglich geworden, daß die Lohnbucheintragungen jemals im Rückstande bleiben. Die neuartigen Lohntüten sind so beschaffen, daß die Geldscheine im verschlossenen Zustande einzeln nachgezählt werden können. Bei anderen Auszahlungsweisen werden die Lohnbuchdurchschriften als Belege ausgehändigt.

Bei dem neuen System kommt man also mit einem einzigen Lohnbuche aus. In dieses werden die Lohnempfänger untereinander eingetragen. Das Lohnbuch gestattet wie bisher die Aufrechnung am Löhnungstage zwecks Kassekontrolle, zeigt aber außerdem bei jedem Arbeiter die im Laufe des Jahres in den einzelnen Rubriken sich bisher ergebenden Gesamtbeträge an und das besondere Aufrechnen am Jahresschlusse erübrigt sich somit. Da diese Eintragungen auf jede Lohntüte durchgeschrieben werden, hat auch der Lohnempfänger bei jeder Löhnung eine Übersicht darüber, was er im Laufe des Jahres verdiente, welche Abzüge an Versicherungsbeiträgen, Steuern usw. ihm gemacht worden sind und was er insgesamt netto ausgezahlt erhalten hat. Aus diesem Grunde werden nicht nur die Arbeitgeber, sondern auch die Arbeitnehmer an der Neuerung interessiert sein und wir hoffen durch diesen Hinweis darauf unseren Lesern gedient zu haben.

Die genannte Firma ist bereit, Direktionsmitgliedern oder legitimierten Beamten größerer Betriebe das neue System in ihrem Büro in Halle (Saale), Sternstraße 8, im Betriebe zu zeigen, erbittet jedoch vorherige schriftliche Anmeldung. Dr. M.

Eine Gesellschaft zur Verwertung deutscher Erfindungen usw. in Amerika.

In New York ist vor kurzem die Techno-Service Corporation (404—410 West 27th Street) gegründet worden, deren Zweck die Pflege von industriellen und Handelsbeziehungen zwischen Deutschland und den Vereinigten Staaten bildet.

Die Techno-Service Corporation ist die technisch-industrielle Abteilung der Concord Finance Corporation, welche im Vorjahre mit einem Kapital von einer Million Dollars in New York gegründet worden ist. Erstere befaßt sich mit der Verwertung technischer Verfahren, Erfindungen und Patente in den Vereinigten Staaten und umschließt das ganze Gebiet der industriellen Technik, chemische Verfahren mit eingeschlossen.

Die Techno-Service Corporation übernimmt nicht sowohl den An- und Verkauf von europäischen Erfindungen, sondern auch die Vermittlung von Geschäften mit amerikanischen Firmen, die Vertretung auswärtiger Firmen, Finanzierung durch ihre Muttergesellschaft (Concord Finance Corporation s. o.). Fabrikation und Ausführung usw.

Die Gesellschaft wird in Kürze über zweckmäßig gelegene Büroräumlichkeiten verfügen. Der deutsche Industrielle oder Ingenieur, der nach Amerika kommt, findet in der Geschäftsstelle der Gesellschaft nicht nur Hilfsmittel zur Übersetzung von Schriftstücken, zur Führung von Korrespondenz in englischer oder deutscher Sprache usw., sondern es stehen ihm auf Wunsch auch die Dienste der technischen und juristischen Fachleute der Gesellschaft zur Verfügung.

Auch ist bei einer deutschen Bank ein Konto eröffnet, so daß Zahlungen nicht beeinflußt werden von den Schwankungen der Valuta.

Deutsches Archiv für Siedlungswesen E. V.

Das Deutsche Archiv für Siedlungswesen beabsichtigt seinen 9. Monatskursus über die gesetzlichen und technischen Grundlagen des Siedlungswesens in der Zeit von Mittwoch, den 16. Februar bis Sonnabend, den 19. März 1921 abzuhalten. Meldungen zur Teilnahme sind zu richten an die Geschäftsstelle des Deutschen Archivs für Siedlungswesen e. V Berlin NW. 6, Luisenstr. 27/28.

PATENTBERICHT.

Wegen der Vorbemerkung (Erläuterung der nachstehenden Angaben) s. Heft 1 vom 15. Januar 1921, S. 30.

A. Bekanntgemachte Anmeldungen.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 28. Okt. 1920.

Kl. 19 a, Gr. 8. M 64 937. F. W. Moll Söhne, Witten-Ruhr. Unterlagsplatte für Gruben- und Feldbahngleise. 18. II. 19.

Kl. 20 a, Gr. 14. S 52 984. A. Sondermann, Montabaur. Seilklemme. 30. IV. 20.

Kl. 37 a, Gr. 2. M 65 264. Dr.-Ing. Paul Müller, Dortmund, Knappenberger Str. 99. Decke aus hochkantig stehenden Holzbohlen oder Holzbrettern und Betondeckschicht. 1. IV. 19.

Kl. 65 a, Gr. 3. L 46 451. Friedrich Lindner, Metz, Sellestr. 91. Formbares Schiffbaumaterial. 16. IV. 18.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 1. Nov. 1920.

Kl. 37 b, Gr. 3. Sch 52 558. Emil Schultz, Berlin-Schöneberg, Grunewaldstr. 15. Verfahren und Versteifung von im Erdreich steckenden schadhaften Holzpfählen. 6. II. 18.

Kl. 42 b, Gr. 21. Sch 55 138. Eberhard Schroeder und Karl Ludwig Schroeder, Charlottenburg, Schloßstr. 45. Winkelmeßwerkzeug. 30. IV. 19.

Kl. 80 b, Gr. 1. P 37 034. Georges Schelcher, Straßburg, Els.; Vertr.: E. Cramer und Dr. H. Hirsch, Pat.-Anwälte, Berlin NW 21. Verfahren zur Herstellung von gießfähigen, plastischen Mörteln. 24. VIII. 18.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 4. November 1920.

Kl. 85 e, Gr. 10. H 79 921. Johs. Hörnemann, Essen-Borbeck und Heinr. Kurth, Essen, Kurtstr. 19. Schachtabdeckung. 3. II. 20.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 15. November 1920.

Kl. 20 g, Gr. 1. F 46 748. Eugen Franz, Brügge, Kr. Altena. Drehscheibe und Schiebebühne. 6. V. 20.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 18. Nov. 1920.

Kl. 19 d, Gr. 5. H 67 690. Dipl.-Ing. Hendrik van Heyst, Amsterdam; Vertr.: K. Osius, Pat.-Anw., Berlin SW 11. Zugbrücke. 5. IV. 19. Holland 19. IV. 18.

Kl. 80 b, Gr. 1. H 77 593. Fritz Hecht, Berlin, Gartenstr. 12. Putzmasse. 8. VII. 19.

Kl. 80 b, Gr. 17. P 39 202. William Philippsthal, Berlin-Grunewald, Hubertus-Allee 6. Verfahren zur Herstellung von ungebrannten Bausteinen, Ziegeln, anderen Formlingen, wie Platten, Röhren usw. 4. II. 20.

Kl. 84 a, Gr. 3. M 68 465. Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg, A.-G., Nürnberg. Antrieb für Wehranlagen mit Doppelschützen und einem gemeinsamen Antriebsmotor für die Schütztafeln. 26. II. 20.

Kl. 84 a, Gr. 3. S 48 376. Stauwerke A.-G., Zürich, Schweiz; Vertr.: W. Zimmermann, Dipl.-Ing. E. Jourdan, Pat.-Anwälte, Berlin SW 61. Selbsttätige Vorrichtung zum Einstellen eines Wehrkörpers mittels eines Zylinderschützes. 25. V. 18. Amerika 6. II. 18 für die Anspr. 1 bis 3.

Kl. 84 a, Gr. 3. St 31 580. Stauwerke A.-G., Zürich, Schweiz; Vertr.: W. Zimmermann, Dipl.-Ing. E. Jourdan, Pat.-Anwälte, Berlin SW 61. Trommelwehr. 27. XI. 18. Spanien 18. V. 17.

Kl. 84 a, Gr. 4. W 51 258. Otto W. Walscheid, Engelskirchen-Hardt, Rhld. Einrichtung zum Gewinnen von Wasserkräften aus Gebirgsbächen und anderen kleinen Wasserläufen. 29. XII. 19.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 19. Nov. 1920.

Kl. 19 a, Gr. 26. E 24 249. Elektro-Thermit G. m. b. H., Berlin. Verfahren zum Schließen der Schienenstoßfugen durch Fugenplättchen. 6. VIII. 19.

Kl. 19 a, Gr. 28. G 49 614. F. G. Glaser u. R. Pflaum, G. m. b. H., Berlin. Gleisrückmaschine; Zusatz zu Patent 324 084. 18. XI. 19.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 22. Nov. 1920.

Kl. 19 c, Gr. 11. A 28 049. Carl Julius Åberg, Stenstorp, Schweden; Vertr.: H. Springmann u. E. Herse, Pat.-Anwälte, Berlin. Verfahren und Vorrichtung zum Herstellen von Schotterstraßen. 29. IV. 16. Schweden 2. III. 16.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 25. Nov. 1920.

Kl. 37 f, Gr. 3. P 38 537. Julius Pintsch, Akt.-Ges., Berlin. Elastische Stützung für Flüssigkeitsbehälter mit durchhängendem Boden. 11. X. 19.

Kl. 84 b, Gr. 1. U 6389. August Umlauf, Mauer b. Wien; Vertr.: Max Wagner, Pat.-Anw., Berlin SW 11. Schiffsschleuse mit Umfahrungskanälen und doppelten Toranschlüssen im Oberwasser und Unterwasser. 21. XII. 17. Österreich 29. XII. 16.

Kl. 84 b, Gr. 1. U 6630. August Umlauf, Mauer b. Wien; Vertr.: Max Wagner, Pat.-Anw., Berlin SW 11. Schleuse mit Umfahrung nach Pat.-Anm. U 6389; Zus. z. Anm. U 6389. 27. II. 19.

Kl. 85 a, Gr. 7. M 66 272. Carl Morawe, Berlin-Friedenau, Niedstraße 15. Verfahren und Vorrichtung zum Enteisenen und Entgasen von Gebrauchswasser. 28. VII. 19.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 29. Nov. 1920.

Kl. 20 a, Gr. 12. G 51 231. Gesellschaft für Förderanlagen Ernst Heckel m. b. H., Saarbrücken. Sicherheitsfangvorrichtung für Personenseilbahnen. 19. VI. 20.

Kl. 84 c, Gr. 4. D 35 763. Deutsche Maschinenfabrik A.-G., Duisburg. An ein Hebezeug anzuhängendes, durch Druckluft, Dampf oder ein ähnliches gasförmiges Druckmittel betriebene Vorrichtung zum Ausziehen von Pfählen, Spundwänden oder ähnlichen Hilfsmitteln für Gründungen. 22. IV. 19.

B. Erteilte Patente.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 1. Nov. 1920.

Kl. 5 c, Gr. 4. 330 251. August Klos, Neunkirchen, Saar, Schwebelstraße 46, und Friedrich Ruffing, Neunkirchen, Saar, Thalstr. 5. Stellvorrichtung für einen nachgiebigen zweiteiligen eisernen Grubenstempel. 20. IX. 19. K 70 300.

Kl. 5 c, Gr. 4. 330 446. Carl Gascard, Saarbrücken, Roonstr. 20. Nachgiebiger Grubenstempel aus zwei gegeneinander verschiebbaren U-Eisen. 6. VIII. 18. G 46 995.

Kl. 19 a, Gr. 3. 330 360. Georgs-Marien-Bergwerks- und Hütten-Verein, Akt.-Ges., Osnabrück. Eisenquerschwelle mit herausgepreßten Querrippen. 2. II. 19. G 47 686.

Kl. 20 a, Gr. 12. 330 181. Hennefer Maschinenfabrik C. Reuther & Reisert, m. b. H., Hennef, Sieg. Einrichtung zur Sicherung eines ordnungsmäßigen Betriebs bei Hängebahnen. 12. VI. 19. H 77 364.

Kl. 20 a, Gr. 12. 330 455. Paul Suthau, Neukölln, Bergstr. 46. Zweiteilige Klemmuffe für endlose Seile. 18. III. 19. S 49 847.

Kl. 20 g, Gr. 1. 330 241. Otto Jüdell, Dillingen a. Saar. Drehscheibe. 10. IX. 18. M 63 936.

Kl. 20 g, Gr. 1. 330 361. Dipl.-Ing. Franz Wagner, Dresden, Stephanienstr. 29. Drehbühne für beschränkten Raum. 17. IV. 20. W 55 025.

Kl. 20 h, Gr. 1. 330 362. Franz Rawie, Osnabrück-Schinkel. Festhaltevorrichtung für Eisenbahnlademaßflügel. 15. VII. 17. R 44 714.

Kl. 20 k, Gr. 18. 330 242. Allgemeine Elektrizitäts-Gesellschaft, Berlin. Anordnung von Fahrleitungen elektrischer Bahnen. 29. XI. 18. A 31 207.

Kl. 37 b, Gr. 1. 330 485. Lothar Schoenfelder, Düsseldorf, Prinz-Georg-Str. 116. Im Grundriß winkelförmiger Stein. 18. VIII 18. Sch 53 606.

Kl. 37 b, Gr. 5. 330 289. Franz Wilhelm Klingler, Bern, Schweiz; Vertr.: Dr. Oettinger, Pat.-Anw., Berlin SW 61. Zur Aufnahme von Befestigungsmitteln für Maschinenteile o. dgl. an Betonbaukörpern dienende Einsatzschiene mit keilförmig sich nach außen verjüngendem Querschnitt. 29. VI. 19. K 69 318. Schweiz 26. XII. 17.

Kl. 80 a, Gr. 1. 330 338. Hermann Pfeiffer, Mehren, Post Meißen. Verfahren zum Abbau von Ton in Blöcken. 2. X. 19. P 38 495.

Kl. 80 b, Gr. 2. 330 532. Dr. Eugène Gabriel Villejean, Paris; Vertr.: H. Heimann, Pat.-Anw., Berlin SW 61. Verfahren und Einrichtung zur schnellen Herstellung von Bauelementen u. dgl. aus Magnesia, Magnesiumchlorid und Füllstoffen, wie Sägespänen u. dgl. 15. V. 19. V 14 730. Frankreich 2. V. 18 und 11. IV. 19.

Kl. 84 c, Gr. 2. 330 536. Artur Reinberg, Warschau, Polen; Vertr.: C. v. Ossowski, Pat.-Anw., Berlin W 9. Verfahren zur Verminderung der bei dauernder Belastung eintretenden Sackungen von Pfählen, die mittels Vortreibrohr hergestellt werden. 12. X. 18. R 38 975.

Kl. 85 c, Gr. 6. 330 159. Gärgruben-Gesellschaft Westen m. b. H., Berlin. Fäkalien-Kläranparat. 11. VII. 19. W 52 950.

Kl. 85 c, Gr. 6. 330 440. Alfred Vogelsang, Dresden, Zirkusstr. 30. Abwasserkläranlage. 15. VII. 19. V 14 832.

Kl. 85 c, Gr. 6. 330 538. Gustav Stoim, Montwy bei Hohensalza, Polen; Vertr.: H. Eyck, Pat.-Anw., Magdeburg. Vorrichtung zur Schaumzerstörung und Abscheidung feiner, fester Bestandteile aus Flüssigkeiten, besonders Abwässern. 2. VIII. 18. St 31 377.

Kl. 85 e, Gr. 10. 330 539. Johannes Hörnemann, Essen-Borbeck. Schachtabdeckung; Zusatz zum Patent 328 570. 4. II. 20. H 79 922.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 15. Nov. 1920.

Kl. 19 a, Gr. 11. 330 950. Herbert Schloß, Brüssel; Vertr.: C. Fehlert, G. Loubier, F. Harmsen, E. Meißner u. Dr.-Ing. G. Breitung, Pat.-Anwälte, Berlin SW 61. Schienenbefestigung auf Metallschwellen ohne Lochung der Schwelle. 27. 6. 18. Sch 53 324; Belgien 13. IV. 18.

Kl. 19 a, Gr. 14. 330 951. Heinrich Dorpmüller, Charlottenburg, Sophienstr. 13. Schraubenklemme für den Eisenbahnoberbau. 5. 8. 19. D 36 229.

Kl. 19 a, Gr. 28. 330 952. Otto Kammerer, Charlottenburg und Wilhelm Ulrich Arbenz, Berlin-Zehlendorf. Maschine zum Rücken von fünf- und mehrschienigen Gleisen von Baggern mit Förderzügen. 5. III. 19. K 68 384.

Kl. 20 a, Gr. 12. 330 721. Gesellschaft für Förderanlagen Ernst Heckel m. b. H., Saarbrücken. Tragseilkuppelung für Drahtseilschwebebahnen. 15. XI. 19. G 49 605.

Kl. 20 a, Gr. 12. 330 722. Gesellschaft für Förderanlagen Ernst Heckel m. b. H., Saarbrücken. Tragseilkuppelung für Drahtseilschwebebahnen. 15. XI. 19. G 49 606.

Kl. 20 a, Gr. 44. 330 552. Rudolf Falk, Lütgendortmund. Seilführungsrolle für Förderbahnen. 29. 6. 19. F 44 829.

Kl. 20 h, Gr. 5. 330 659. Otto Hebenstreit, Maschinenfabrik, Braunschweig. Bremsschuh für Eisenbahnfahrzeuge. 23. XI. 19. H 79 111.

Kl. 20 h, Gr. 6. 330 660. Wilhelm Schmollack, Neukölln, Emser Straße 70. Aufgleiser; Zus. z. Pat. 314 663. 9. V. 19. Sch 55 188.

Kl. 20 h, Gr. 7. 330 661. Otto Ahlgrimm, Tauentzienstr. 59, und Max Spindler, Weinstr. 52, Breslau. Vom Wagen aus zu betätigende Schiebevorrichtung, insbesondere für Straßenbahnwagen. 10. II. 20. A 32 964.

Kl. 20 h, Gr. 7. 330 662. Franz Nitz, Hannover, Rambergstr. 18. Wagenschieber. 13. IV. 19. N 17 852.

Kl. 20 h, Gr. 7. 330 663. J. Pohlig, Akt.-Ges., Köln-Zollstock, und Wilhelm Bischoff, Vochem bei Köln. Führungseinrichtung für Eisenbahnen an Ablaufbergen. 19. XI. 18. P. 37 231.

Kl. 20 h, Gr. 10. 330 664. Paul Jäger, Zuchwil, Solothurn, Schweiz; Vertr.: Dr. Hederich, Pat.-Anw., Cassel. Vorrichtung zum Schmieren der Spurkränze von auf Schienen rollenden Fahrzeugen. 17. VII. 19. J 19 495.

Kl. 20 h, Gr. 11. 330 665. Willy Nietsch, Neukölln, Siegfriedstraße 18/19. Postbeutel-Fang- und Abgabevorrichtung für fahrende Züge. 2. XII. 19. M 67 564.

Kl. 20 i, Gr. 11. 33 957. Siemens & Halske Akt.-Ges., Siemensstadt bei Berlin. Elektromagnetische Weichenverriegelung. 30. I. 20. S 52 099.

Kl. 20 i, Gr. 13. 330 958. Siemens & Halske, Akt.-Ges., Siemensstadt bei Berlin. Überwachungseinrichtung für Wegeschranken. 21. VIII. 19. S 50 868.

Kl. 20 i, Gr. 27. 330 959. Siemens & Halske, Akt.-Ges., Siemensstadt bei Berlin. Schaltungsanordnung zur Ferneinstellung von Signalen, insbesondere für Zugabrufer. 10. X. 19. S 51 238.

Kl. 20 i, Gr. 35. 330 960. Société d'Electricité Nilmelior & Joseph Ernest Colas, Paris; Vertr.: A. Elliot, Pat.-Anw., Berlin SW 48. Vorrichtung zum Auslösen eines Zeichens und einer Registriervorrichtung auf einem an einem Streckenanschlag vorbeifahrenden Zuge. 20. VII. 13. S 39 596. Frankreich 20. VII. 12.

Kl. 20 i, Gr. 39. 330 961. Pierre Marie Etienne Ernest Guignot, Paris; Vertr.: G. Loubier, Pat.-Anw., Berlin SW 61. Vorrichtung zum hörbaren Anzeigen der Stellung von Eisenbahnsignalen. 5. V. 20. G 50 859. Frankreich 26. XII. 17.

Kl. 20 i, Gr. 40. 330 962. Eisenbahnsignal-Bauanstalt Max Jüdel & Co. Akt.-Ges., Braunschweig. Antriebvorrichtung für Signale. 17. I. 20. E 24 780.

Kl. 20 i, Gr. 41. 330 963. Kurt Trinks, Bamberg, Markusplatz 4. Registriereinrichtung für Eisenbahnsignalstellungen und Zugfahrten. 26. VI. 19. T 22 894.

Kl. 37 a, Gr. 1. 331 064. Astrid Elsa Jagdmann, Stockholm; Vertr.: Dr. S. Hamburger, Pat.-Anw., Berlin SW 61. Verfahren zur Herstellung von Steindecken aus einzelnen balkenförmigen Stücken. 2. VIII. 18. J 18 886. Schweden 28. VIII. 16.

Kl. 37 a, Gr. 4. 331 065. Maria Strowich, Hannover, Hainhölzer Straße 81. Hohlmauer aus zwei hochkantig stehenden Ziegelsteinschichten. 3. IV. 19. M 65 287.

Kl. 37 a, Gr. 5. 331 066. Friedrich Schultz, Berlin, Sebastianstraße 77. Verfahren zur Herstellung von Wänden und Decken aus Flechtwerk auf Verstakung. 18. VII. 19. Sch 55 694.

Kl. 37 b, Gr. 5. 330 676. Karl Tuchscherer, Breslau, Lohestr. 56. Holzverbindung nach Patent 315 516; Zus. zu Patent 315 566. 31. VII. 19. V 14 858.

Kl. 37 d, Gr. 32. 330 984. Georg Stark, Weingarten, Pfalz. Vorrichtung zum Putzen von Wänden mit einem vorn offenen, mit drehbarer Druckplatte versehenen Mörtelbehälter. 12. IX. 19. St 32 368.

Kl. 37 e, Gr. 9. 330 985. Hermann & Max Loesch, Karlsruhe i. B. Verfahren zur Herstellung hölzerner Formwände für Gußbetonhäuser. 16. VIII. 18. L 47 019.

Kl. 37 f, Gr. 5. 330 646. Franz Hof, Frankfurt a. M. Säureschornstein. 27. X. 18. H 75 492.

Kl. 80 a, Gr. 13. 331 121. Arthur Müller, Bauten und Industriewerke, Charlottenburg. Schlagplattenmaschine zur Herstellung von Dachziegeln. 19. III. 19. M 65 113.

Kl. 80 a, Gr. 46. 331 122. Leopold Kneisl, Leobschütz. Handschlagform mit anhebbarem doppeltem Formboden zur Herstellung voller und durchlochter Steine aus Lehm und dergl. 2. II. 19. K 68 002.

Kl. 80 b, Gr. 1. 330 784. Dr. Arthur Guttmann, Düsseldorf, Ludendorfstr. 27. Verfahren zur Herstellung eines schwindrißfreien Betons. 29. I. 10. G 50 173.

Kl. 80 b, Gr. 18. 331 026. Dr. Ludwig Kern, München, Sonnenstraße 15. Verfahren zur Herstellung von feuerbeständigen Isoliermassen aus Silikaten und verbrennlichen Zusätzen. 30. X. 19. K 70 753.

Kl. 80 b, Gr. 25. 330 650. Harburger Chemische Werke Schön & Co., und Werner Daitz, Harburg a. d. Elbe. Verfahren zur Herstellung asphaltähnlicher Erzeugnisse. 6. VII. 18. H 74 747.

Kl. 85 b, Gr. 2. 330 788. Josef Muchka, Wien; Vertr.: M. Wagner, Pat.-Anw., Berlin SW 11. Verfahren zum Entkarbonisieren von Wasser für industrielle Zwecke. 3. I. 19. M 64 653. Österreich 24. XII. 18.

Kl. 85 b, Gr. 3. 330 783. Otto Engisch, Bochum, Brückstr. 70. Vorrichtung zum Messen von Flüssigkeiten unter Regelung des Mischungsverhältnisses. 21. VIII. 19. E 24 303.

Kl. 85 c, Gr. 5. 330 635. Dipl.-Ing. Richard Mensing, Neustadt a. d. Hardt. Umlaufende Siebtrommel zum Ausscheiden fester Bestandteile aus Flüssigkeiten mit selbsttätigem Abwurf. 17. IV. 19. M 65 450.

Kl. 85 c, Gr. 5. 330 636. Dipl.-Ing. Richard Mensing, Neustadt a. d. Hardt. Siebtrommel mit pendelnden Schaufeln zum Ausscheiden von festen Bestandteilen aus Flüssigkeiten, besonders aus Abwässern. 5. VI. 19. M 65 904.

Kl. 85 c, Gr. 6. 330 637. A. Zeiß, Berlin, Gleditschstr. 53. Abwasserkläranlage, bestehend aus Klärräumen, unter diesen befindlichen und durch Schwimmerventile von diesen automatisch abschließbaren Schlammräumen und einem gemeinschaftlichen Schlammfaulraum mit Schlammheber. 5. IV. 19. Z 10 876.

Kl. 85 c, Gr. 6. 330 789. Hermann Jäckel, Reisholz b. Düsseldorf. Als Schwimmer ausgebildeter Abschlußkörper zwischen Klär- und Faulraum bei Abwasserreinigungsanlagen. 4. III. 19. J 19 223.

Kl. 85 c, Gr. 6. 330 926. Eugen Geiger, Karlsruhe i. B., Beiertheimer Allee 70. Vorrichtung zum Reinigen von durch Schwimm- und Sinkstoffe verunreinigtem Wasser. 4. XI. 19. G 49 528.

Kl. 85 d, Gr. 2. 331 127. Hermann Schievenbeck, Nürnberg, Frommanstr. 14. Vorrichtung zum selbsttätigen Ein- und Ausschalten der Pumpen für offene Hochbehälter von Wasserversorgungsanlagen. 2. VII. 18. Sch 53 352.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 18. Nov. 1920.

Kl. 5 c, Gr. 4. 331 233. Dipl.-Ing. Martin Roeckner, Mülheim a. d. Ruhr. Engelbertusstr. 110. Schachtauskleidung aus Platten mit Flanschenumrandung. 13. XI. 18. R 46 764.

Kl. 19 c, Gr. 1. 331 241. Otto Kirchner, Glogau. Gewölbter Plattenunterbau für Schotterstraßen. 1. VII. 16. K 62 554.

Kl. 20 h, Gr. 4. 331 398. Theodor Gämlich, Düsseldorf, Grunerstraße 100. Schwenkbarer Gleissperrschuh für Fahrzeuge. 28. X. 19. G 49 467.

Kl. 20 h, Gr. 6. 331 495. Otto Linnekogel, Berlin-Südende, Lange Straße 14. Vorrichtung zum Einsetzen entgleister Wagen in die Schienen. 13. IV. 19. L 48 084.

Kl. 20 i, Gr. 10. 331 399. Siemens & Halske Akt.-Ges., Siemensstadt bei Berlin. Zylinder für Flüssigkeitsantriebe mit Rücksaugeeinrichtung, insbesondere für Eisenbahnsignale. 23. IX. 19. S 51 145.

Kl. 20 i, Gr. 11. Eisenbahnsignal-Bauanstalt Max Jüdel & Co., Akt.-Ges., Braunschweig. Elektrische Antriebvorrichtung für Weichen, Signale u. dgl. mit Druckknopfsteuerung. 27. I. 20. E 24 803.

Kl. 20 i, Gr. 11. 331400. Otto Uebel, Berlin-Pankow, Kavalierstraße 11. Schaltung für elektrische Weichenantriebe. 31. I. 20. U 6896.

Kl. 20 i, Gr. 15. 331 401. Paul Bednarz, Crengeldanz b. Witten, Bez. Dortmund. Vorrichtung zum Einstellen der Straßenbahnweichen. 25. II. 20. B 93 013.

Kl. 20 i, Gr. 33. 331 402. Joseph John Daniels, Surbiton, Surrey, Engl.; Vertr.: F. Meffert u. Dr. L. Sell, Pat.-Anwälte, Berlin SW 68. Selbsttätige Sicherung für Eisenbahnzüge u. dgl. 20. I. 20. D 37 006. England 27. XII. 17.

Kl. 20 i, Gr. 33. 331 403. Schneider & Cie., Paris; Vertr.: M. Wagner, Pat.-Anw., Berlin SW 11. Vorrichtung zum selbsttätigen Anzeigen der Stellung von Streckensignalen auf der Lokomotive. 1. I. 20. Sch 57 118. Frankreich 29. X. 19.

Kl. 20 i, Gr. 35. 331 310. Adolf Schulz u. Hans Augstin, Ülzen i. Hannover. Elektro-automatische Bremsvorrichtung für Lokomotiven. 16. IV. 20. Sch 58 047.

Kl. 20 i, Gr. 35. 331404. Svenska Tagtelefon Aktiebolaget, Stockholm; Vertr.: Dipl.-Ing. C. Clemente, Pat.-Anw., Berlin SW 61. Vorrichtung zum Zeichengeben an in Bewegung befindlichen Bahnzügen. 10. XII. 18. S 49 327. Schweden 23. X. 17.

Kl. 20 i, Gr. 44. 331 311. Robert Wagener, Witten a. Ruhr, Bergstraße 10. Knallsignaleinrichtung. 11. II. 20. W 54 542.

Kl. 37 a, Gr. 4. 331 172. Alban Vetterlein, Leipzig-Gohlis, Wilhelmstraße 46. Plattenwand. 30. IV. 18. V 14 166.

Kl. 37 b, Gr. 1. 331 521. Ernst Knorr, München, Brüsseler Str. 6. Betonhohlblock. 7. VIII. 18. K 66 865.

Kl. 37 f, Gr. 7. 331 258. Theodor Conrad, Köln, Kühnstr. 1 c, und Dr.-Ing. Mautner, Düsseldorf, Poststr. 12. Bindertragwerk für Lokomotivschuppen. 5. VI. 19. C 28 097.

Kl. 80 a, Gr. 42. 331 227. U. K. Winget Concrete Machine Co. Ltd., Newcastle upon Tyne, Engl.; Vertr.: Brede u. Hammersen, Pat.-Anwälte, Köln a. Rh. Formkasten zur Herstellung von Betonblöcken. 31. XII. 12. W 41 253.

Kl. 80 a, Gr. 52. 331 275. C. Schroeder, Bad Harzburg. Vorrichtung zur Herstellung trocknen, granulierten Schlackensandes mittels feuerflüssiger Hochofenschlacke. 16. IV. 19. Sch 54 972.

Kl. 80 b, Gr. 1. 331 481. Gottfried Schalk, Düsseldorf-Oberkassel, Luegallee 35. Verfahren, Leichtbeton (Bimsbeton) wasserdicht zu machen. 24. XII. 18. L 47 532.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 22. Nov. 1920.

Kl. 20 i, Gr. 15. 331 795. Heinrich Ringel, Köln-Braunsfeld, Stollbergstr. 351. Vom Führerstand des Wagens aus verstellbare Weiche. 28. XI. 18. R 46 826.

Kl. 80 b, Gr. 1. 331 674. Simca Rosenstein, Hamburg, Lutterothstraße 4. Verfahren zur Herstellung von Schiffsbaustoff. 23. I. 19. R 47 335.

Kl. 84 c, Gr. 2. 331 889. Edmond Coignet, Paris; Vertr.: Dipl.-Ing. Wassermann, Pat.-Anw., Berlin SW 68. Verbindung von Betonpfählen und den zu ihrer Verankerung dienenden Betonbalken unter Wasser. 23. X. 12. C 22 482.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 29. Nov. 1920.

Kl. 5 c, Gr. 4. 332 061. Anton Kraus, Bucholtwelmen, Post Friedrichsfeld, Rheinprov. Selbsttätig nachgiebiger Streckengerüstschuh. 10. XII. 18. K 67 661.

Kl. 19 d, Gr. 1. 332 154. Wilhelm Osterloh, Hamburg, Lübecker Straße 41. Entwässerungstülle für Brücken und ähnliche Bauwerke aus einem trichterförmigen, mit mehreren Innenrippen als Anschläge für die Öffnung in dem Tonnenblech unter dem letzteren zu befestigenden Rohrstück. 1. VII. 19. O 11 058.

Kl. 20 i, Gr. 10. 331 962. Telefonfabrik Akt.-Ges., Budapest; Vertr.: Dr. Hederich, Pat.-Anw., Cassel. Elektropneumatische Verriegelungsvorrichtung für mit Hand gestellte Weichen. 10. II. 18. T 21 836.

Kl. 20 i, Gr. 11. 331 963. Eugène Xavier Klein, Paris; Vertr.: Dr. W. Karsten u. Dipl.-Ing. Dr. C. Wiegand, Pat.-Anwälte, Berlin SW 11. Signalstellvorrichtung. 2. IV. 20. K 72 558. Frankreich 23. V. 17.

Kl. 20 i, Gr. 14. 331 964. Gustave Yseboodt, Brüssel; Vertr.: Dipl.-Ing. A. Kuhn, Pat.-Anw., Berlin SW 61. Signallaterne für Eisenbahnschranken. 14. III. 20. Y 430. Belgien 18. XI. 16.

Kl. 20 i, Gr. 33. 331 965. Karl Schieck, Georgsmarienhütte bei Osnabrück. Vorrichtung zur Einwirkung auf einen fahrenden Eisenbahnzug. 3. IV. 19. Sch 54 892.

Kl. 20 i, Gr. 34. Eloi Rodolausse, Saint Antonin, Frankr.; Vertr.: Dipl.-Ing. H. Caminer, Pat.-Anw., Berlin W 62. Vorrichtung zum Überwachen und zur Regelung der Fahrt eines Eisenbahnzuges. 28. XII. 19. R 49 142. Frankreich 21. XII. 18 und 16. IV. 19.

Kl. 20 i, Gr. 35. 331 966. Joseph Bethenod, Paris; Vertr.: C. v. Ossowski, Pat.-Anw., Berlin W 9. Schaltungsanordnung zur Anzeige von Eisenbahnstreckensignalen auf der Lokomotive. 19. II. 20. B 92 920. Frankreich 3. V. und 28. XI. 19.

Kl. 20 i, Gr. 35. The National Safety Appliance Company, San Franscisco, California, V. St. A.; Vertr.: F. A. Hoppen, Berlin SW 68. Eisenbahnsignalsystem. 21. II. 20. N 18 592.

Kl. 20 i, Gr. 41. 331 968. Otto Stuppi, Herne i.W. Registrierapparat für den Eisenbahnsicherungsdienst. 21. XI. 19. St 32 605.

Kl. 37 a, Gr. 1. 332 128. Fa. A. Stapf, Berlin. Steindecke. 18. IV. 19. St 31 897.

Kl. 37 a, Gr. 3. 332 019. Hans Clausson Hansen, Kopenhagen; Vertr.: W. Zimmermann u. Dipl.-Ing. E. Jourdan, Pat.-Anwälte, Berlin SW 61. Gewebter Putzträger aus Stäben, Röhren o. dgl., und Verfahren zur Herstellung des Putzträgers. 29. V. 19. H 77 187. Schweden 22. VI. 18.

Kl. 37 a, Gr. 5. 332 020. Anna Mester, geb. Reil, Gehrden b. Hannover. Verfahren zur Herstellung von Wänden aus Holzwerk mit Lehmfüllung. 6. V. 19. M 65 574.

Kl. 37 a, Gr. 6. 332 129. Friedrich Mester, Leipzig, Ranstädter Steinweg 46. Dach mit nach oben vortretenden Rippen. 27. IX. 18. M 64 047.

Kl. 84 d, Gr. 2. 331 917. Hermann Otto Kurth, Lauter, Sa., und Paul Mögel, Dresden-A. Selbsttätige Umsteuerungsvorrichtung für einen Bagger, der von einem auf Längsgleisen fahrbaren und durch ein Quergleis verbundenen Wagengestellen ruhenden Wagen getragen wird. 21. II. 19. K 68 160.

Kl. 85 c, Gr. 6. 332 052. Hermann Döring, Berlin-Steglitz, Mariendorfer Str. 9. Verfahren und Vorrichtung zum Aufwühlen des Schlammes von Abwässern in Sammelbehältern. 14. VI. 19. D 35 990.

BÜCHERBESPRECHUNGEN.

Prof. Dr.-Ing. Saliger, R., „Der Eisenbeton", 4. Auflage. Preis geheftet M 24,—, geb. M 30,— und Teuerungszuschlag. Verlag: Alfred Kröner, Stuttgart.

In vierter Auflage, die gegen die dritte Auflage bedeutend erweitert ist, erscheint das bekannte Buch von Saliger, das zu den ersten Werken gehört, die dem schwierigen Stoffe eine wissenschaftliche Bearbeitung zuteil werden ließen.

Saliger teilt das Buch in der neuesten Auflage in drei Abschnitte ein. Der erste Abschnitt ist dem Baustoff gewidmet und hat gegen die früheren Auflagen eine wesentliche Bereicherung erfahren durch die Verwertung der bisher bekannt gewordenen Laboratoriumsuntersuchungen.

Der zweite Abschnitt befaßt sich mit der Festigkeitslehre des Eisenbetons. In Erweiterung seiner früheren Auflagen nimmt die Festigkeitslehre mehr, als es früher geschehen ist, Rücksicht darauf, die Ergebnisse der Berechnung besser in Einklang zu bringen mit den Ergebnissen der Versuche. (Bei der Besprechung des Kapitels, welches sich mit der Berechnung von Längskräften und Biegung befaßt, führt Saliger den Ausdruck „ausmittig" anstelle von „exzentrisch" ein. Da letzteres ein in der technischen Literatur bisher allgemein gebräuchlicher und bekannter Ausdruck geworden ist, befremdet das neue Wort.)

Das Kapitel Schubwiderstand und Verbund ist mit besonderer Gründlichkeit bearbeitet; erfaßt es doch ein Gebiet, auf dem der Verfasser sehr wertvolle Versuche ausgeführt hat.

Der dritte Abschnitt, der der Gestaltung von Eisenbetonbauten gewidmet ist, umfaßt u. a. die Berechnungsgrundlagen für gerade, gekrümmte Träger und für Platten mit Anwendungsbeispielen. Ein besonderes Kapitel befaßt sich mit der Rahmenberechnung bei Eisenbetonbauten.

Den Schluß des Buches bilden amtliche Vorschriften, ein Literatur- und Stichwörterverzeichnis.

Im Vorstehenden sollte nur angedeutet werden, daß Saliger in der neuen Auflage seines Buches den Stoff sehr reichhaltig gestaltet hat. Es gehört jedenfalls zu denjenigen Werken der überreichen Eisenbetonliteratur, die auf einer ernsten, wissenschaftlichen Grundlage ruhen, selbst wenn man nicht allen Ausführungen des Verfassers beipflichten kann. Eine besondere Empfehlung des bekannten Buches erübrigt sich wohl.

Das wertvolle Buch des Wiener Fachmannes bedeutet einen weiteren Schritt in der Entwicklung der Theorie des Eisenbetons und deren Anwendung in der Praxis. E. P.

Der Arbeiternachwuchs in der deutschen Maschinenindustrie. Von Dipl.-Ing. Dr. rer. pol. E. W. Seyfert, Berlin. Verlag von Julius Springer. 1920. Preis M 10.—.

Im vorigen Jahrhundert bezog die deutsche Industrie ihren Nachwuchs noch zum größten Teil aus dem Handwerk. Die Einsicht der Notwendigkeit, sich auf eigene Füße in der Ausbildung ihres Arbeiternachwuchses zu stellen, rang sich erst in den letzten zwei Dezennien, für viele Werke erst während des Krieges allgemeiner durch. Mit der typischen Gründlichkeit des Deutschen hat eine große Reihe von Firmen hierin Mustergültiges geschaffen, mit ihren Lehrlingswerkstätten die erforderliche Ergänzung der Belegschaft an geeigneten und für ihre besonderen Zwecke vorgebildeten Arbeitern gesichert und die durch den Krieg gerade auch für diese Seite der Fabrikorganisation drohenden Gefahren beseitigt.

In diese Verhältnisse leuchtet der Verfasser mit seiner wirtschaftspolitischen Studie hinein und übermittelt einen Überblick über die augenblicklich noch im Fluß befindlichen Zustände zwischen Handwerk und Industrie. Man kann es dem 100-seitigen Werkchen nicht abverlangen, daß es in diesen in der Tat weit schwierigeren Fragen, als sie dem Anschein nach sind, eine erschöpfende Darstellung geben soll. Die Erhebungen beruhen meist auf der rheinischen Großindustrie, die vergleichenden Zahlen sind häufig nur örtlich begrenzten Bezirken entnommen. Es werden der Bedarf mit Verteilung auf die einzelnen Fachrichtungen, die Auswahl nach Alter, Herkunft, Vorbildung, der Lehrvertrag mit allen seinen Folgerungen (Entlöhnung), die Ausbildung in Praxis und Schule, die Erziehungsmittel (Strafe und Belohnung), Jugendpflege und die Gesellenprüfung der Facharbeiterlehrlinge, der eigentlichen Handwerker behandelt. Aber nicht nur diesen eigentlichen vollwertigen Facharbeitern, sondern auch der Ausbildung der ungelernten und angelernten Arbeiter — einer Forderung der neuesten Zeit — und endlich auch der Gruppe der Meister sind besondere Abschnitte gewidmet. Mit dem Kapitel Entwicklungsmöglichkeiten gibt der Verfasser einen Ausblick über die mögliche weitere Gestaltung der Fortbildung der Arbeiterschaft.

Die Studie ist lesenswert und wird manchem Werkleiter einen Fingerzeig geben können. Verwunderlich ist, daß der Verfasser die Auswahl durch die psychotechnische Berufseignungsprüfung, die sich immer größerer Beliebtheit erfreut und bei einer großen Anzahl Firmen bereits ausgeprobt ist, unerwähnt gelassen hat. Eine Übersicht über die benutzte Literatur gibt wertvolle Hinweise für eingehenderes Studium. Wentzel.

Die Verkehrsmittel in Volks- und Staatswirtschaft. Von Prof. Dr. Emil Sax. Zweite, neu bearbeitete Auflage. Zweiter Band: Land- und Wasserstraßen, Post, Telegraph, Telephon. Berlin, Verlag von Julius Springer 1920. Preis M 48.—; geb. M 66.—.

Ein volles Jahr nach dem ersten ist jetzt der zweite Band der „Verkehrsmittel" in zweiter Auflage erschienen und es steht zu hoffen, daß der dritte nicht mehr lange auf sich warten lassen wird. 1878 und 1879 hatte es Prof. Sax als erster unternommen, das weite Gebiet des Verkehrswesens einheitlich und vollständig nach allen Richtungen hin zur Darstellung zu bringen, und begründete mit dieser Tat damals seinen wissenschaftlichen Ruf als Verkehrsfachmann. Seither griff kaum in einem anderen Lebensgebiet eine ähnlich weitgehende Umwälzung Platz. Die technische Entwicklung schritt stürmisch vorwärts. Das Fahrrad, der elektrische und der Gasmotor, Telegraph, Fernsprecher und Funkentechnik bewirkten einen völligen Umsturz im Personen-, Güter- und Nachrichtenverkehr. Ebenso bemühte sich die Volkswirtschaftslehre in den letzten Jahrzehnten, die vielen neuartigen Verkehrserscheinungen wissenschaftlich zu durchdringen. Der Erfolg zeigt sich darin, daß hinsichtlich der wesentlichsten Fragen eine stets zunehmende Übereinstimmung der Lehrmeinung und ebenso eine wachsende Einheitlichkeit der Verwaltungspraxis erzielt worden ist. Wenn also auch die Neuauflage der „Verkehrsmittel" eine völlige Umarbeitung des Stoffs verlangte, so konnte der Verfasser dafür jetzt den Neubau, der vielleicht den würdigen Abschluß seiner Lebensarbeit bedeutet, auf gefestigtem Baugrund errichten. Als Ziel steckt sich das Werk ebenso wie bei seinem ersten Erscheinen die möglichst lückenlose Darstellung der volkswirtschaftlichen Theorie des Verkehrswesens. Geschichte und Politik werden nur soweit gestreift, als es zum Verständnis der Entwicklung unbedingt erforderlich ist. Der 1. Band gibt eine allgemeine Verkehrslehre. In großen Zügen werden die allgemeine wirtschaftliche Bedeutung und Eigenart der Verkehrsmittel sowie die Aufgaben und Grenzen der Gemeinwirtschaft im Verkehrswesen behandelt. Der jetzt vorliegende 2. Band beschäftigt sich im ersten Teil mit den Land- und Wasserstraßen (einschl. des Seeverkehrs) und im zweiten Teil mit Post, Telegraph und Fernsprecher. Beide Abschnitte sind nach denselben Grundsätzen gegliedert. Im Mittelpunkt der Betrachtung stehen die Theorie der Verwaltung und die Theorie der Wirtschaftlichkeit des Betriebes. Mit eingehender Sachkenntnis und Gründlichkeit wird allen wirtschaftlichen Zusammenhängen nachgegangen, die sich auf dem Gebiet des Verkehrswesens bekanntlich in besonderer Vielgestaltigkeit wechselseitig durchdringen, und über die sich jeder Verkehrsfachmann vollständig im Klaren sein muß. Der kommende dritte Band ist dem Eisenbahnwesen vorbehalten. Selbstverständlich verlangt das Studium eines anspruchsvollen theoretischen Werkes viel entsagungsvolle Arbeit, aber der Leser wird, auch wenn und gerade wenn er nicht mit jedem vorgetragenen Satz einverstanden sein kann, durch reiche und nachhaltige Anregung belohnt. Dr. rer. pol. H. Engels.

Versuche mit eingespannten Eisenbetonbalken. Heft 45 des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton, ausgeführt in der Materialprüfungsanstalt der Technischen Hochschule Stuttgart in den Jahren 1914 und 1920. Bericht erstattet von Dr.-Ing. C. Bach und O. Graf. Verlag Wilhelm Ernst & Sohn. Berlin 1920. Preis 17,—M.

Das neueste, für Praxis und Theorie gleich bedeutsame Heft des Deutschen Ausschusses behandelt die Einspannung von Eisenbetonbalken, und zwar vornehmlich die Frage der Übereinstimmung von Versuchswerten und theoretischer Einspannungslast. Da die wertvolle Veröffentlichung an anderer Stelle dieses Heftes eine ausführlichere Besprechung erfahren hat, sei hier kurz und empfehlend auf sie verwiesen. M. F.

Für die Schriftleitung verantwortlich: Geheimrat Dr.-Ing. E. h. M. Foerster, Dresden. — Verlag von Julius Springer in Berlin W.
Druck von H. S. Hermann & Co., Berlin SW 19, Beuthstrasse 8.

DER BAUINGENIEUR

2. Jahrgang 15. Februar 1921 Heft 3

DER BAU EINES SCHWIMMTORES FÜR EIN TROCKENDOCK IN LIBAU DURCH DIE MASCHINENFABRIK AUGSBURG-NÜRNBERG A.-G., WERK GUSTAVSBURG.

Aufgaben verschiedenster Art waren es, vor welche die deutsche Eisenbauindustrie während des Weltkrieges gestellt wurde. Das siegreiche Vordringen unserer Heere auf allen Kriegsschauplätzen brachte den Neubau, die Hebung und Wiederherstellung zahlreicher zerstörter Eisenbahn- und Straßenbrücken; die Eroberung Antwerpens gab der M. A. N., Werk Gustavsburg, Gelegenheit, sich mit gutem Erfolg an der Hebung des von den Engländern versenkten großen Lloyddampfers Gneisenau zu versuchen. Eine andere Aufgabe marinetechnischer Art brachte dem gleichen Werk der Fall Libaus. Die in gemeinsamem Wirken von Heer und Flotte erzielte Eroberung dieser Hafenfeste wurde von unserer Marine mit besonderer Freude begrüßt. Einmal wurde hierdurch der russischen Flotte ihr Stützpunkt in der Nähe der deutschen Küste entzogen und sie weiter nach Osten und Norden gedrängt, sodann aber gewann unsere eigene Marine einen solchen für ihre weiteren Unternehmungen gegen die russische.

Freilich mußten, bevor der Erfolg voll zur Wirkung kommen konnte, erst die Beschädigungen an den Hafenanlagen beseitigt werden, welche die Russen bei ihrem Abzug vorgenommen hatten. Wichtig für die Marine war insbesondere zur Schaffung von Reparaturmöglichkeiten eine Wiederherstellung der beiden großen Trockendocks.

Diese besaßen ursprünglich Schiebetore, welche in Anschlag gebracht und in dieser Lage bei entleertem Dock gesprengt worden waren. Die einstürzenden Wassermassen hatten die Reste der Tore mit großer Gewalt gefaßt und bis an die Dockrückwand geschleudert. Vor einer Wiederinbetriebnahme der Docks wurde die Herstellung neuer Verschlüsse notwendig. Für Dock I wurde als Ersatz des alten von der Gutehoffnungshütte ein Schiebetor gleicher Abmessungen geliefert. Dock II dagegen sollte auf Verlangen der Marineverwaltung für größere Schiffe nutzbar gemacht und deshalb das Dockhaupt einem Umbau unterzogen werden. Dies gab gleichzeitig Veranlassung, an Stelle des alten Schiebetors ein Schwimmtor einzubauen. Der Auftrag hierfür wurde der Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg A.-G., Werk Gustavsburg, auf Grund des von ihr eingereichten Entwurfs vom Marine-Hafenbauamt Libau am 18. November 1916 erteilt. Die Verwendung des Tores beim Docken ist in großen Zügen folgende: Durch Einpumpen von Wasserballast in den Schwimmkasten kann das Tor gesenkt, durch Auspumpen desselben gehoben und zum Schwimmen gebracht werden. Ist das Dock entleert und soll ein in diesem befindliches Schiff nach vollzogener Dockung ausfahren, so wird bei anliegendem und unten aufsitzendem, also gesenktem Tor die Dockkammer gefüllt. Hierdurch heben sich der innere und äußere Wasserdruck auf, das Tor wird von den Anschlägen frei, kann durch Entleerung des Schwimmkastens zum Aufschwimmen gebracht und in die seitliche Torkammer verholt werden. Soll das Dock von neuem benutzt werden, wird das Tor nach Einfahrt des Schiffes wieder vor die Schleusenkammer gelegt und durch Einbringen von Wasserballast gesenkt; bei Entleerung der Dockkammer preßt dann der zunehmende äußere Wasserdruck das Tor allmählich an die Anschläge und bewirkt gleichzeitig die Dichtung.

Der Torkörper (Abb. 1) besteht aus einem Gerippe, den dieses bedeckenden Abschlußwänden und dem Schwimmkasten. Die Berechnung des Tores ist erfolgt für einen Gesamtwasserdruck von 10,46 m Höhe. Der mittlere Teil des Schwimmkastens reicht bei anliegendem, also versenktem Tor bis 0,50 m über Mittelwasser, während die seitlichen Teile noch um weitere 0,75 m erhöht sind, also auf 1,25 m über Mittelwasser reichen, um das Tor auch bei höherem Wasserstand auf alle Fälle zum Aufschwimmen bringen zu können. Bei einer Tauchtiefe von 10,46 m beträgt somit die Höhe des mittleren Teiles 10,96 m, die der seitlichen 11,71 m. Den übrigen Abmessungen des Dockhauptes entsprechend hat das Tor eine untere Breite von 28,150 m, eine obere von 30,025 m erhalten. Die Dicke des Torkörpers beträgt 6 m.

Das Gerippe des Tores besteht aus drei wagerechten Riegeln a—a, b—b, c—c; der mittlere von diesen bildet gleichzeitig den Boden, der obere die Decke des Schwimmkastens; in halber Höhe zwischen den Riegeln b—b und c—c liegt noch ein weiterer wagerechter Verband. Die Riegel sind bei 0, 1, 2 usw. in Abständen von 1,84 m durch senkrechte Querfachwerke miteinander verbunden. Entsprechend der Form des Dockhauptes und der Anschläge sind die Stirnwände in 0 und $\overline{0}$ schräg gestellt.

Der Abschluß des Docks gegen das Außenwasser erfolgt an der Torinnenseite. Dementsprechend ist die innere Längshaut des Tores in ganzer Breite und Höhe durchgeführt; im unteren Teile sind zum Ausgleich des Innen- und Außenwasserspiegels Schützen von 0,90 × 0,90 = 0,81 qm Durchflußfläche eingebaut.

Die Außenhaut des Tores reicht nur bis 6 m unter Mittelwasser; im Verein mit dem oberen Teil der Innenwand, den Stirnwänden und den vollwandigen Riegeln b—b und c—c bildet sie den wasserdichten Schwimmkasten, auf dem das Tor schwimmt; durch Querschotte bei 2 und $\overline{2}$ sind an den Stirnenden Räume B abgeteilt, welche zur Aufnahme von Ballastwasser dienen und mittels eines Rohrsystems und einer Pumpenanlage geflutet und gelenzt werden können. Weitere Räume W zur Aufnahme von Ballastwasser sind durch Schotte abgeteilt, welche bei 6 und $\overline{6}$ bis zur halben Höhe des Schwimmkastens reichen und an die sich mittels eines wagerechten, von 6 nach 7 bzw. $\overline{6}$ nach $\overline{7}$ reichenden Bodens in der oberen Hälfte des Schwimmkastens bei 7 bzw. $\overline{7}$ liegende Querschotte schließen. Der durch die Querschotte $\overline{6}$—$\overline{7}$ und 6—7 gebildete Raum L dient zur Aufnahme der Pumpeneinrichtung.

Der Riegel c—c ist über die ganze Torbreite eben durchgeführt. Zwischen den Spanten 0—2 bzw. $\overline{0}$—$\overline{2}$ befindet sich oberhalb desselben zur Abdeckung des für höhere Wasserstände vorgesehenen Reserveschwimmraumes, des sogenannten Stabilitätsraumes, eine zweite Decke; aus gleichem Grunde sind äußere und innere Längswände, Stirnwand und Querschott 2 und $\overline{2}$ 0,75 m über den Riegel c—c hinausgeführt.

An der Innenseite läuft, 0,88 m über der Decke des Stabilitätsraumes, über die ganze Torbreite ein 3 m breiter Bedienungssteg.

Für die Querschnittsbemessung des unteren Riegels a′—a′ ist die Annahme zugrunde gelegt, daß er bei eingefahrenem und abgesenktem Tor voll an dem Drempel anliegt, also auf seine ganze Länge voll unterstützt ist und Biegungsbeanspruchungen somit nicht aufzunehmen hat. Er ist, wie Abb. 1 Schnitt a—a zeigt, als Fachwerk ausgebildet, dessen Einzelheiten Abb. 2 vermittelt. Die Gurte werden aus 700 mm hohen Blechträgern gebildet, um Formänderungen nach Möglichkeit auszuschalten. Die Querriegel und Streben

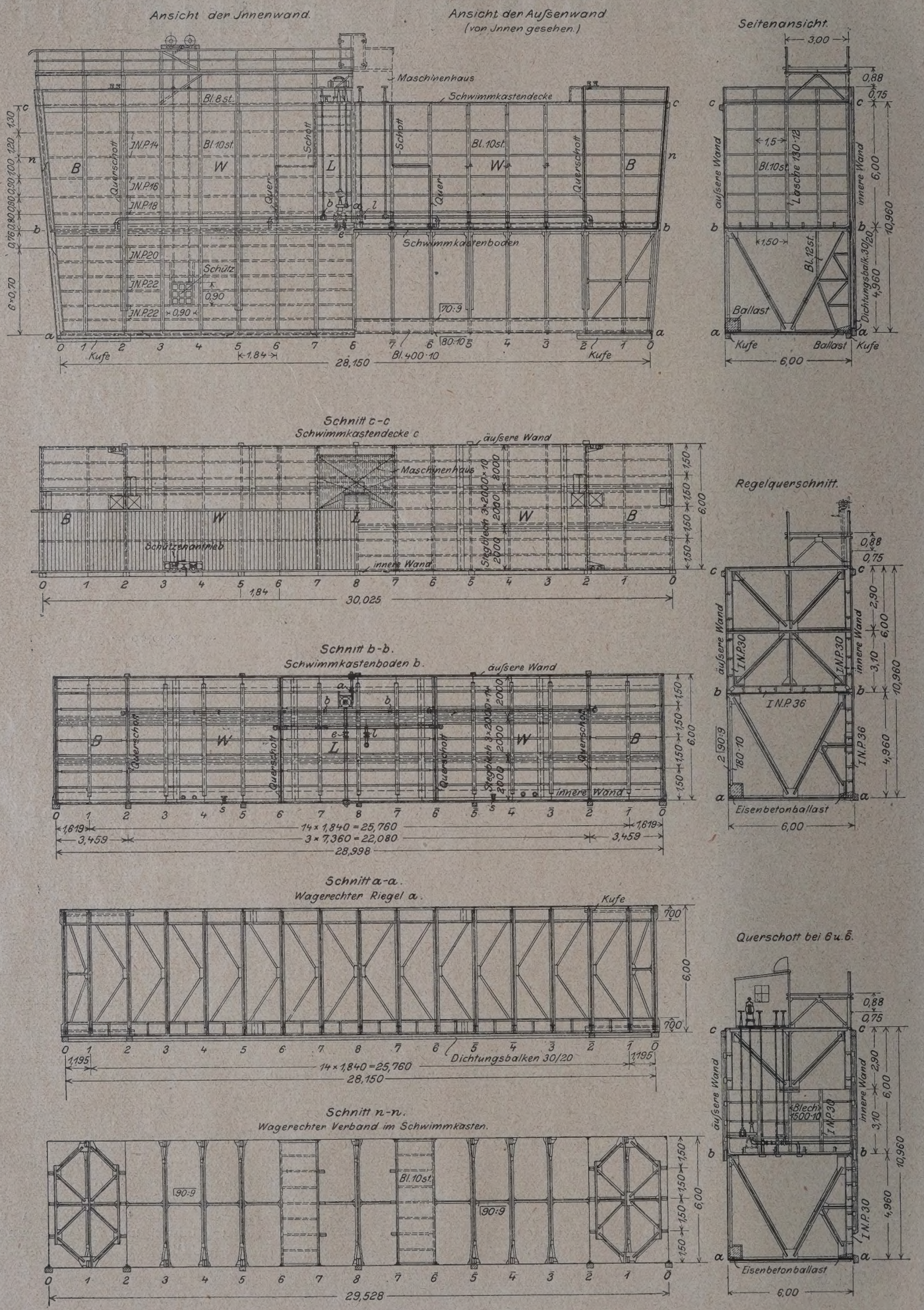


Abb. 1. Gesamtanordnung.

bestehen aus Winkelprofilen; sie sind unmittelbar auf die Gurtungsstegbleche aufgenietet. Die Feldweite des Fachwerkes entspricht dem Abstand der Spantenfachwerke, so daß jeder Querriegel gleichzeitig den unteren Riegel eines solchen bildet. An dem nach der Torinnenseite liegenden Blechträgergurt sind zwischen zwei ⌜100 · 150 · 14 die wagerechten Dichtungsbalken aus Kiefernholz 30/20 angebracht. An der Unterseite sind an den Enden beider Gurte etwa 3,50 m lange Hölzer 22/35 befestigt; sie dienen als Kufen für das abgesenkte und aufsitzende Tor sowie als Bodenschutz während der Bewegung. (S. auch Abb. 1 Seitenansicht u. Abb. 2.)

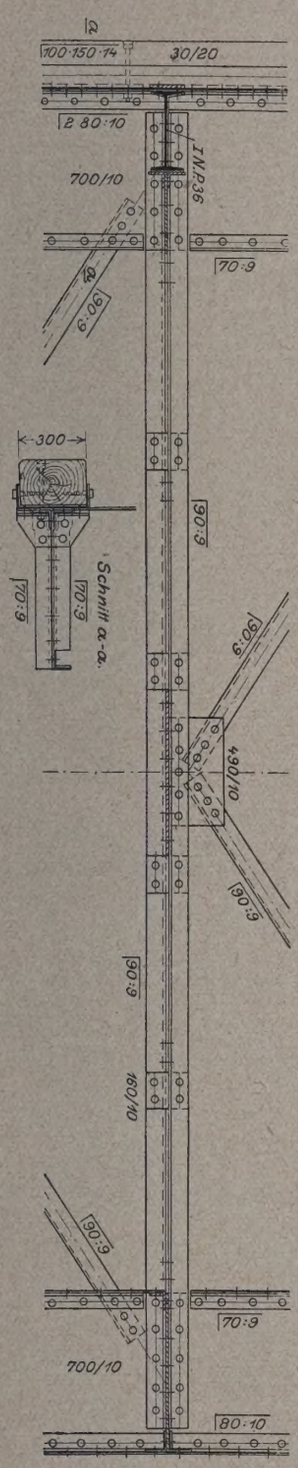


Abb. 2.
Einzelheiten des unteren Riegels.

Der gleichzeitig den Boden des Schwimmkastens bildende Riegel b′—b′ hat den Wasserdruck des mittleren Teiles aufzunehmen, welcher 28 t/m beträgt. Bei einer Stützweite von rd. 29 m ergibt sich das angreifende Moment zu rd. 2968 tm. Für die zugelassene Beanspruchung von 1,1 t/cm² wird somit das erforderliche Widerstandsmoment 269 860 cm³. Der Riegel ist, diesem bedeutenden Wert entsprechend, als liegender Blechträger von 6000 mm Stegblechhöhe mit Gurtwinkeln 150 · 16 ausgebildet; das Stegblech hat außerdem noch ein 12 mm starkes, 520 mm breites Beiblech erhalten. Zur Verstärkung sind auf die Winkel bis zu 4 Gurtplatten von 12 mm Stärke aufgelegt. Der Steg besteht aus drei nebeneinandergelegten Blechen von je 2000 mm Breite; die Fugen sind durch beiderseitige Laschen gedeckt, die obere 160 × 10, die untere 300 × 12, jene mit 2, diese mit 4 Nietreihen angeschlossen (vgl. Abb. 3). In der Querrichtung, also senkrecht zur Torlängsachse, sind die Stegblechteile ebenfalls mehrmals gestoßen; der Stoß ist hier gedeckt durch beiderseitige Laschen von 300 mm Breite, deren obere 10 mm, deren untere 12 mm Stärke hat. An der gleichen Stelle sind auch jedesmal die Gurtwinkel und Beibleche gestoßen (Abb. 1 Schnitt b—b). Zur Aufnahme der senkrechten Belastung durch das Ballastwasser sind die Stegbleche in der Längsrichtung zwischen den Querfachwerken in Abständen von o, 75 m durch aufgenietete ⌶-Eisen verschiedenen Profils versteift. Bei Berechnung derselben war natürlich zu berücksichtigen, daß sie an der Aufnahme der im Stegblech herrschenden Biegungsspannungen teilnehmen, also Längskräfte erhalten (Abb. 1, Regelquerschnitt).

Der die Schwimmkastendecke bildende Querriegel c—c (Abb. 1 Schnitt c—c besteht ebenfalls aus einem wagerechten Blechträger von rd. 6 m Höhe; der Steg ist hier aus drei nebeneinander liegenden 10 mm starken Blechen gebildet, deren Längsfugen durch beiderseitige Laschen 160 · 10 gedeckt sind (Abb. 4). Dem geringeren, auf den Riegel c—c entfallenden Wasserdruck von 4,62 t/m entsprechend beträgt hier das größte Biegungsmoment nur 520 tm, so daß als Gurte einseitig von unten aufgelegte ⌜90 · 9 genügen. Das Widerstandsmoment ergibt sich so zu 55 492 cm². Die Querstöße des Stegbleches werden durch beiderseitige Laschen 300 · 10 gedeckt. Zur Aufnahme zufälliger senkrechter Lasten, etwa durch Bedienungsmannschaften usw., ist das Stegblech durch untergelegte ⌜ 80 · 10 ausgesteift (Abb. 1, Querschnitt e′—e′ und Regelquerschnitt).

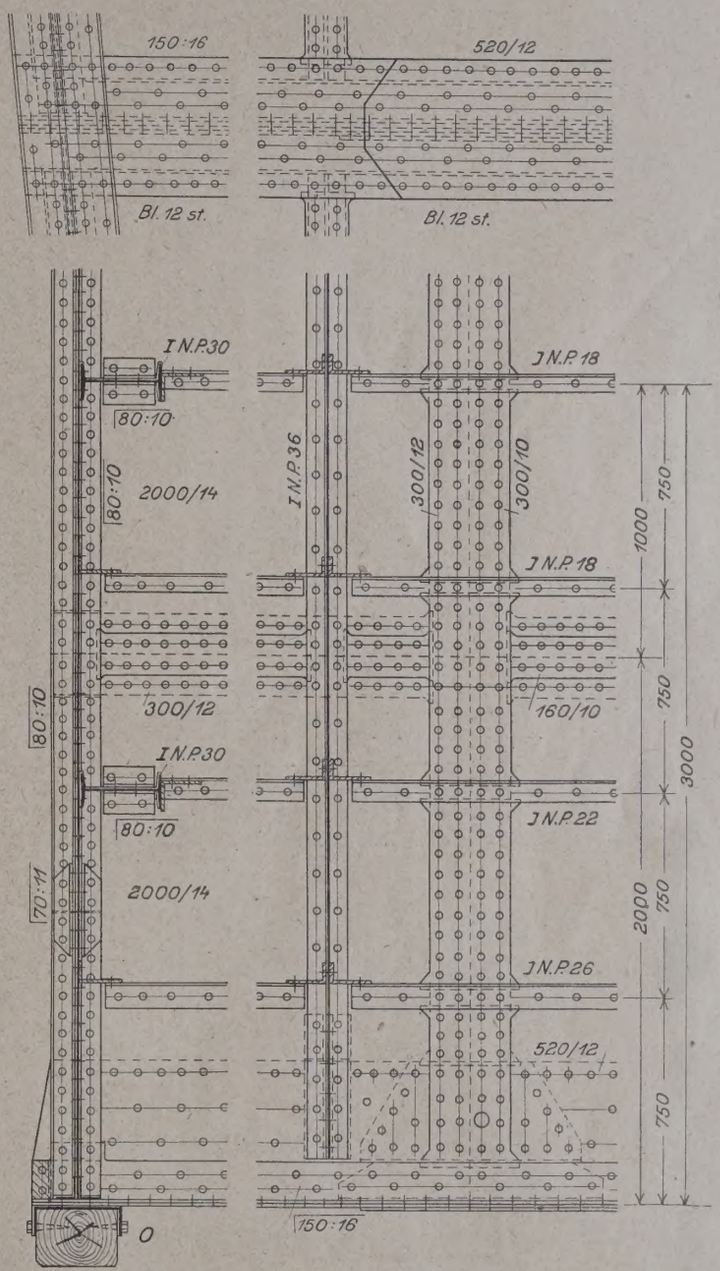


Abb. 3. Einzelheiten des Schwimmkastenbodens.

Die 0,75 m über dem Riegel c—c liegende Decke des Stabilitätsraumes besteht aus vier nebeneinanderliegenden 6 mm starken Blechen von rd. 1,54 m Breite; die Längsstöße sind durch aufgelegte Laschen 120 · 8 und untergelegte Winkel 65.130.8 gedeckt. Zwischen diesen liegen zur Versteifung von einem Querfachwerke zum andern ⌜ 70 · 9.

Die Querfachwerke, welche die Riegel untereinander verbinden, zeigen die in Abb. 1 (Regelquerschnitt) dargestellte Ausbildung. Zwei senkrechte äußere Pfosten sind durch ein Fachwerksystem, dessen Stäbe aus Winkelprofilen bestehen, verbunden. Soweit die Pfosten den Druck des Ballastwassers oder des Innen- oder Außenwassers auf die Torwände aufzunehmen haben, sind sie biegungsfest ausgebildet. Oberhalb

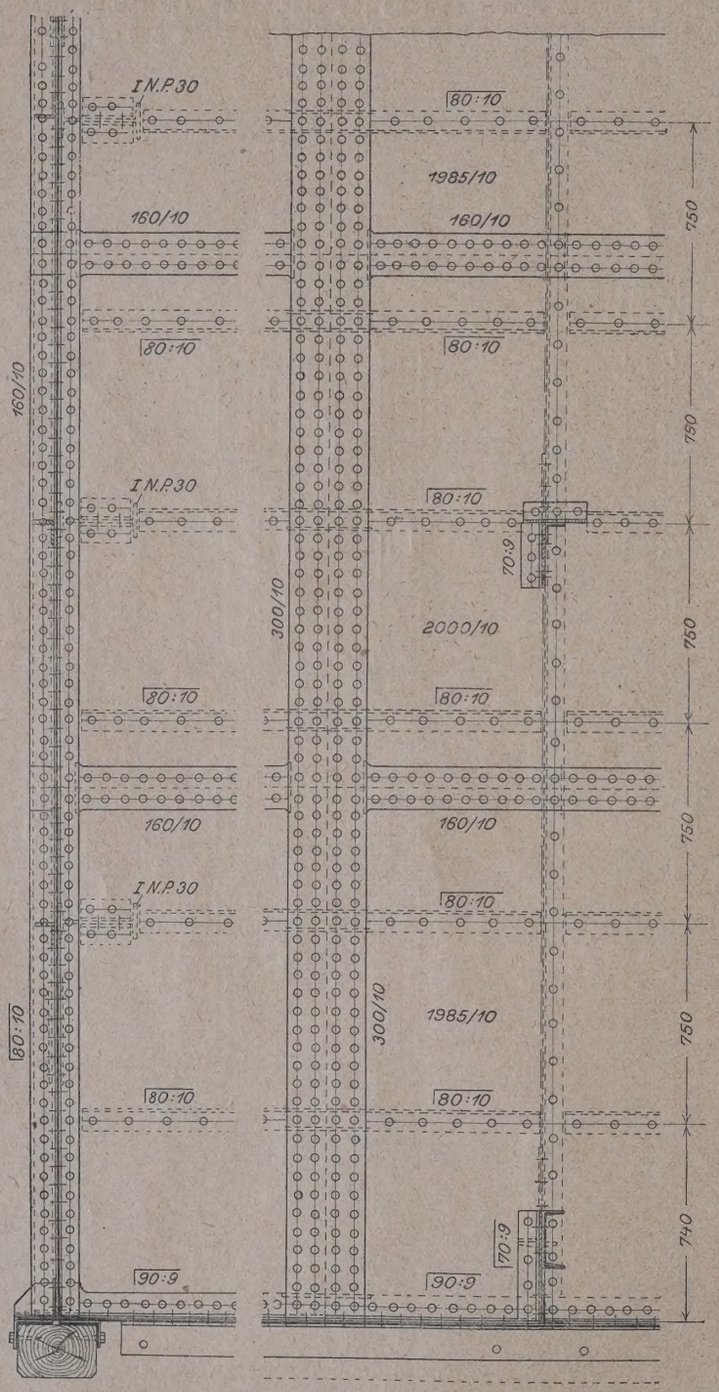


Abb. 4. Einzelheiten der Schwimmkastendecke.

des Riegels b—b bestehen sie aus einem I N P 30; zur Aufnahme der senkrechten Belastung des Schwimmkastenbodens ist unmittelbar über dem Stegblech des Riegels b—b ein I N P 36 eingezogen, an welches auch die den Boden versteifenden längslaufenden ⌶-Eisen angeschlossen sind; sein Anschluß an den senkrechten Pfosten ist durch steife Eckverbindungen ausgeführt (vgl. auch Abb. 5). Unterhalb des Schwimmkastens wird der innere Pfosten, dem erhöhten Wasserdruck entsprechend, durch ein I N P 36 gebildet, das durch die Anordnung des Fachwerksystems in der Mitte noch einmal unterstützt ist. Den äußeren Pfosten, welcher hier keinen Wasserdruck aufzunehmen hat, bildet ein aus Winkeleisen und Stegblech zusammengesetzter ⊥-Querschnitt. Oberhalb des Riegels c—c trägt das Querfachwerk ein leichtes, etwa 1,60 m hohes Gerüst aus Winkeleisen zur Aufnahme des mit 8 cm starken Bohlen abgedeckten Bedienungssteges.

An den schrägen Stirnflächen des Tores (Abb. 1 Seitenansicht) treten im oberen Teil an Stelle des Querfachwerkes oberhalb des Riegels b—b die Stirnwände des Schwimmkastens. Diese werden gebildet durch vier 10 mm starke Bleche von rd. 1,50 m Breite; die senkrechten Stoßfugen sind gedeckt durch aufgelegte Laschen 130.12. Zur Aufnahme des seitlichen Wasserdruckes sind die Bleche durch wagerecht innen aufgelegte ⌶-Eisen verschiedener Profile verstärkt (Abb. 6), welche zwischen den später beschriebenen Versteifungen des Schwimmkastens ausgespannt sind. Unterhalb des Schwimmkastens tritt an Stelle der vollen Blechwand wieder ein Fachwerksystem; zur Übertragung des Auflagerdruckes des Tores auf die Anschläge sind an Stelle des aus Walzeisen bestehenden Pfostens der Innenseite volle, 12 mm starke Bleche verwendet, welche in ihrer Form dem Fachwerksystem folgen. Hierdurch werden gleichzeitig die Formänderungen in geringen Grenzen gehalten und gute Dichtung erzielt. An der Torinnenseite tragen die Stirnwände die aus Kiefernhölzern 30/20

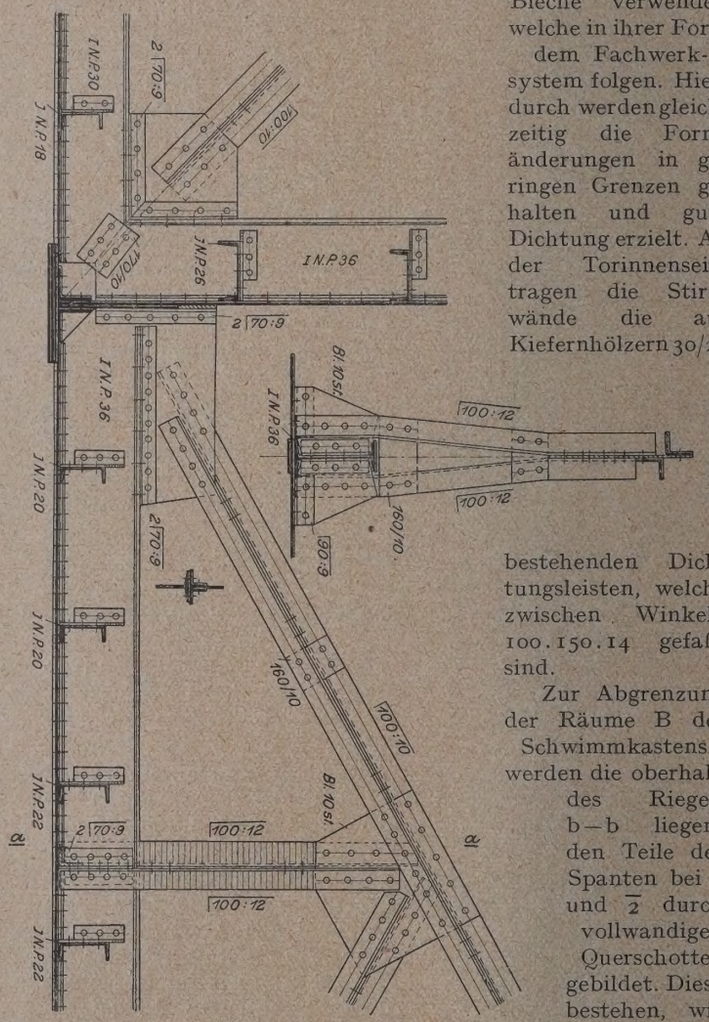


Abb. 5. Querfachwerk des Regelquerschnittes.

bestehenden Dichtungsleisten, welche zwischen Winkeln 100.150.14 gefaßt sind.

Zur Abgrenzung der Räume B des Schwimmkastens werden die oberhalb des Riegels b—b liegenden Teile der Spanten bei 2 und $\overline{2}$ durch vollwandige Querschotte gebildet. Diese bestehen, wie die Stirnwände, aus 10 mm starken Blechen, welche in ähnlicher Weise verlascht und verstärkt sind wie jene. Der untere Teil der Spanten bei 2 und $\overline{2}$ ist wie bei den regelrechten Spanten als Fachwerk ausgebildet.

Entsprechend der Begrenzung der Schwimmkastenräume W gegen den Mittelraum L ist von dem oberhalb des Schwimmkastenbodens liegenden Teil der Spanten 6 und $\overline{6}$ die untere, von 7 und $\overline{7}$ die obere Hälfte vollwandig ausgebildet (vergl. Abb. 7 u. 8). Die vollen Querwände bestehen ebenfalls

aus 4 nebeneinanderliegenden 10 mm starken Blechen, deren senkrechte Stöße auf einer Seite durch Laschen 130 · 12 gedeckt sind. Auf der anderen Seite sind die Bleche mit den Flanschen von I N P 30 vernietet, welche zur Versteifung der Blechwände angebracht sind, und deren eines Ende an den die Schottwände 6 und 7 bzw. $\overline{6}$ und $\overline{7}$ verbindenden wagerechten Boden durch Winkelstücke angeschlossen ist, während das andere bei 6 und $\overline{6}$ am Schwimmkastenboden b—b, bei 7 und $\overline{7}$ an der Schwimmkastendecke seinen Widerhalt findet. Wag-

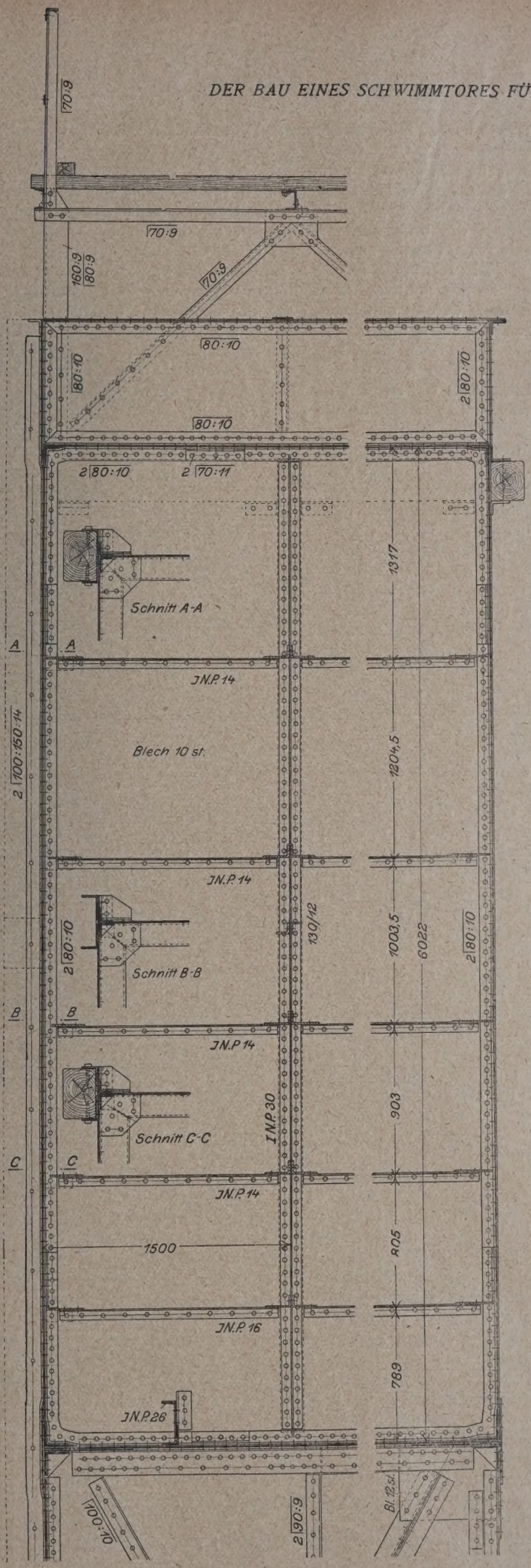


Abb. 6. Bauliche Einzelheiten der Stirnwand.

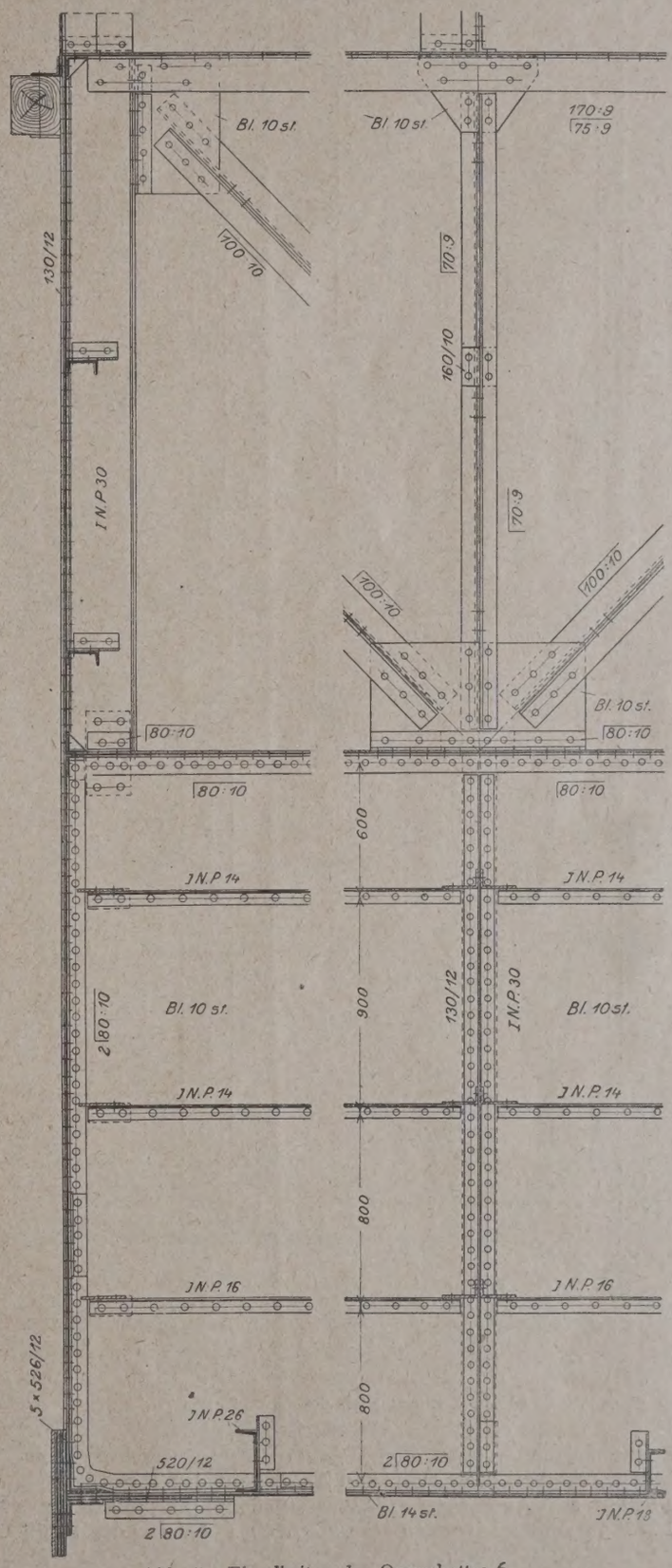


Abb. 7. Einzelheiten des Querschottes 6.

recht sind die Bleche durch ⊐-Eisen verschiedenen Profils versteift, welche an die senkrechten Walzträger durch Winkelstücke angeschlossen sind. Die nicht vollwandigen Teile der

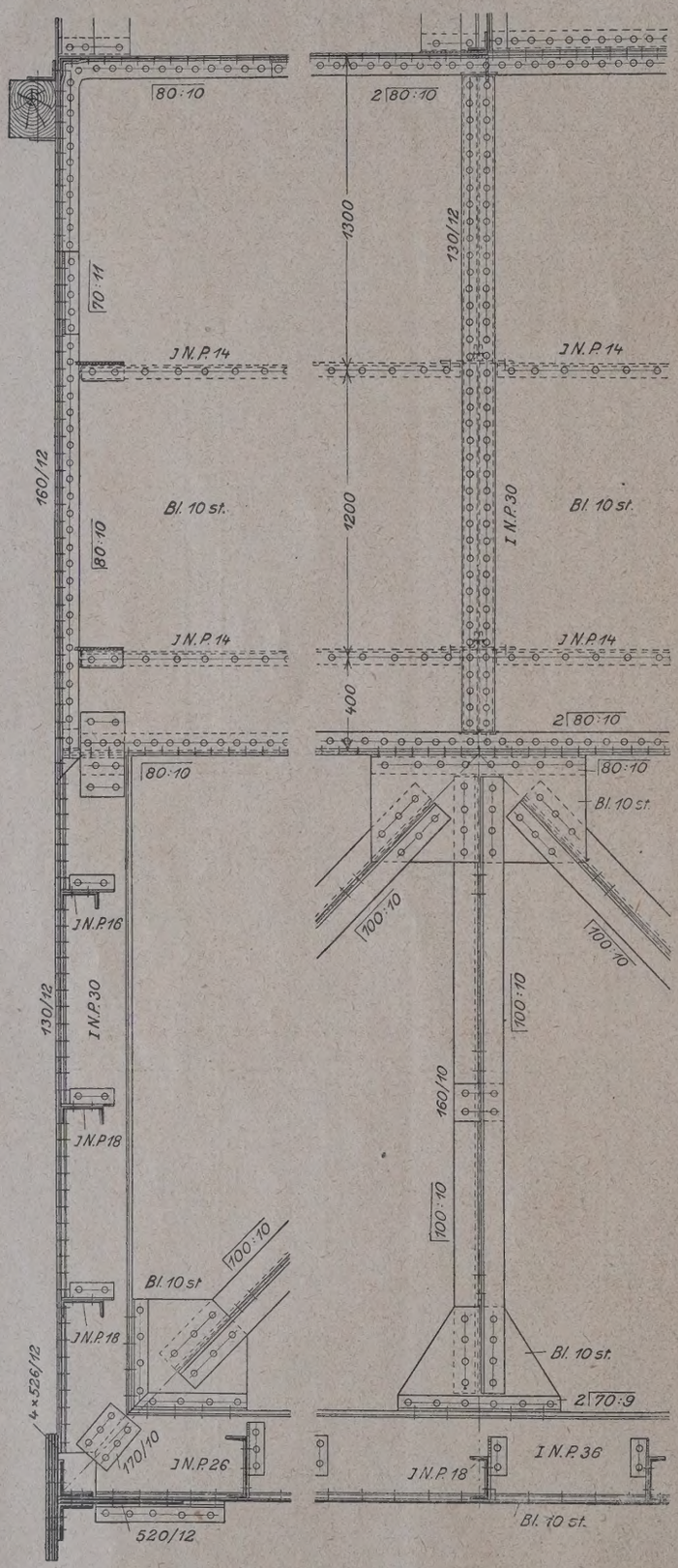


Abb. 8. Einzelheiten des Querschottes 7.

Spanten 6 und 7 bzw. $\overline{6}$ und $\overline{7}$ werden durch Fachwerke gebildet, deren an der Innen- und Außenhaut des Tores liegende Pfosten zur Aufnahme des Wasserdruckes biegungsfest aus I N P 30 gebildet werden (vergl. Abb. 1 Querschott b—b).

Der in halber Höhe zwischen Schwimmkastenboden und -decke von 6 nach 7 bzw. $\overline{6}$ nach $\overline{7}$ ausgespannte wagerechte Boden besteht aus einem 10 mm starken, 1,84 m breiten Blech, das in ähnlicher Weise durch ⊐-Eisen verstärkt ist wie die Querwände (Abb. 1 Schnitt n—n). Unterhalb des Riegels b—b zeigen die besprochenen Spanten die gleiche Fachwerkkonstruktion wie die regelrechten Querfachwerke.

Die Räume B haben in halber Höhe zwischen Boden und Decke des Schwimmkastens eine wagerechte Verspannung erhalten, welche gleichzeitig die die Stirnwand und die Querschotte bei 2 und $\overline{2}$ versteifenden senkrechten Walzträger in der Mitte noch einmal gegeneinander abfängt (Abb. 1 Schnitt n—n). Den Anschluß der Verspannung an die Längswand zeigt Abb. 9. In gleicher Höhe sind die Querfachwerke durch wagerechte längslaufende ⌜ 90 · 9 in der Mitte gefaßt.

Durch Mannlöcher in den Querschotten, welche sich durch Deckel wasserdicht verschließen lassen und in bequemer Höhe über dem Schwimmkastenboden liegen, ist dafür gesorgt, daß die Räume W und B von dem mittleren Raum L aus zugänglich sind.

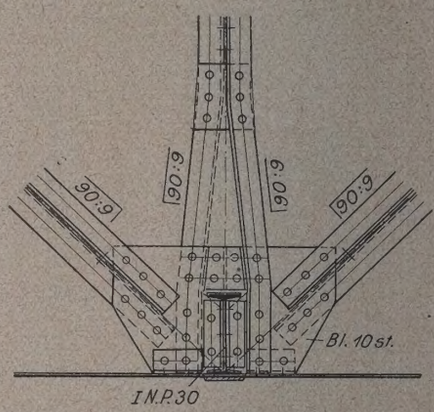


Abb. 9. Einzelheit der Verspannung in Raum B.

Die die Dichtung gegen das Außenwasser herstellende, über die ganze Torbreite und -höhe reichende innere Längshaut des Tores wird gebildet durch 10 mm starke Bleche, welche von einem Querfachwerk zum andern reichen; die über diesen entstehenden senkrechten Fugen sind innen durch die Flansche der Pfosten des Querfachwerkes, außen durch Breitflacheisen von 12 mm Stärke gedeckt, welche unterhalb des Riegels c—c 150 mm, oberhalb 140 mm Breite haben. Eine wagerechte Fuge entsteht durch die Gurtung des Schwimmkastenbodens, an dessen Gurtplatten die Bleche von innen angenietet sind (vergl. Abb. 10). Wagerecht sind die Bleche in nach unten sich verringernden Abständen durch hochkant aufgenietete ⊐-Eisen verstärkt, welche zwischen den Querfachwerken ausgespannt und an diese durch Winkeleisen angeschlossen sind. Je nach den erforderlichen Widerstandsmomenten sind oberhalb des Riegels c—c Normalprofile 14, 16 und 18, unterhalb 20 und 22 verwendet (Abb. 1 Ansicht der Innenwand).

In etwa 1,40 m Höhe über dem Dockboden enthält die innere Längswand die Schützöffnungen, welche zum genaueren dauernden Ausgleich der Wasserspiegel dienen. Die Ränder der Öffnung sind durch ⊐ N P 22 verstärkt; an den senkrecht sitzenden sind Flacheisenleisten zur Führung der Schützenklappen angebracht. Diese bestehen aus gewölbten quadratischen Gußeisenplatten, welche durch Kreuzrippen verstärkt sind. Sie hängen an zwei Rundeisen, welche bis zum Bedienungssteg reichen und dort mittels Zahnstange und Windwerkes gehoben und gesenkt werden können (Abb. 11).

Die äußere Längswand bildet in ihrem oberen Teile die Außenhaut des Schwimmkastens. Sie besteht hier wie die innere aus 10 mm starken Blechen, welche in ähnlicher Weise wie dort gestoßen und versteift sind (Abb. 1 Ansicht der Außenwand). Die den Stabilitätsraum abschließenden Bleche haben nur 8 mm Stärke. Der unterhalb des Schwimmkastenbodens liegende Teil der äußeren Längswände wird durch die senkrechten Gurte der Querfachwerke gebildet; an ihrem unteren Ende sind diese durch eine kräftige längslaufende Gurtung aus einem Stegblech 400 · 10, einem unteren ⌜ 80 · 10 und einem oberen zur Aussteifung dienenden ⌜ 70 · 9 zusammengefaßt.

Die beiden ersten, durch die Stirnwand und die Querfachwerke 1 und 2 bzw. $\overline{1}$ und $\overline{2}$ gebildeten Felder sind mittels Streben und Längsriegel verspannt.

Die Nieten sämtlicher Wände sind einseitig versenkt und verstemmt. Zwecks guter Dichtung der Fugen ist an denjenigen Stellen, an denen zwei Flacheisenlaschen senkrecht gegeneinander stoßen, die eine messerartig zugeschärft und etwa 2—3 cm unter die daranstoßende geführt. Außerdem sind die Fugen verstemmt.

Über der Mitte des Torkörpers befindet sich das aus 6 mm starken Blechen gebildete Maschinenhaus, welches eine Grundfläche von 2,37 · 3,48 m bedeckt und von dem rd. 1,60 m höher liegenden Bedienungssteg mittels Leiter zugänglich ist. Es überdeckt gleichzeitig die durch die Tordecke führende, für gewöhnlich mit einem eisernen Rost geschlossene Einsteigluke in den Pumpenraum L.

Für das Verholen and Festmachen des Tores sind an den Längswänden Stahltrossen und auf dem Deck des Stabilitätsraumes Poller vorgesehen.

Zur Sicherung der Stabilität des Tores ist auf die Gurtungen des unteren Riegels a—a Ballast gebracht. Derselbe hat ein Gesamtgewicht von 75 t und besteht aus Eisenbeton (Schrott mit Zement) vom spezifischen Gewicht 4,5. Er ist, entsprechend der unsymmetrischen Belastung des Tores, zu 15,5 t auf der Innenseite, zu 59,5 t auf der Außenseite angeordnet; an jener ist er unmittelbar auf dem Gurt des unteren Riegels untergebracht, an dieser in einem Blechkasten, welcher über die unteren Ecken der Querfachwerke läuft (vergl. Abb. 1 Querschnitte). In beiden Fällen ist der Ballast über die ganze Torlänge gleichförmig verteilt.

Die Lenzeinrichtung des Tores, welche zum Leerpumpen und Füllen der Ballasträume dient, ist in dem unterhalb des Maschinenhauses befindlichen mittleren Raum untergebracht. Sie besteht aus einer Kreiselpumpe, welche in der Minute 2000 Liter fördert. Angetrieben wird diese durch einen im Maschinenraum befindlichen Motor von 8 PS mit Ölanlasser Als Stromart ist Drehstrom von 220 V Spannung vorgesehen; für die Verbindungsleitung mußte, des Kupfermangels wegen, Zink verwendet werden. Außer der elektrisch angetriebenen ist noch eine kleine Handlenzumpe vorhanden, welche zum Nachlenzen sowie zur Entfernung des Schwitz- und Sickerwassers dient.

Sämtliche Räume stehen mit der Hauptpumpe durch gußeiserne Rohrleitungen mit Saug- und Regelventilen in Verbindung. Der Rohrdurchmesser entspricht der Förderleistung der Pumpe. Diese ist außerdem noch mit einem nach dem Innenwasser führenden Rohr zum Ansaugen des Ballastwassers und einem in das Außenwasser führenden Druckrohr zur Entfernung desselben verbunden. Sämtliche Rohrleitungen lassen sich durch Wasserschieber sperren; die Handräder für die Bedienung derselben befinden sich im Maschinenhaus (Abb. 1 Ansichten).

Die Räume W lassen sich durch Schieber s, deren Bedienung vom Laufsteg aus erfolgt, mit dem Innenwasser des Docks in Verbindung bringen. Wird durch Lenzen der Räume B das Tor gehoben, so fließt das in ihnen befindliche Wasser selbsttätig in das Dock ab, während es umgekehrt beim Fluten der Räume B mit dem Sinken des Tores einströmt. In beiden Fällen wird also durch Verkleinerung des Schwimmraumes die Pumpenleistung erheblich verringert.

Für Entlüftung sämtlicher Räume ist durch entsprechend weite Rohre gesorgt.

Beim Vorlegen des Tores vor der Einfahrt ist darauf zu achten, daß die Dichtungsleisten stets auf die gleiche Stelle kommen und daß der untere Teil des Tores mit den am Boden des Schwimmkastens befestigten Drahtseilen gut gegen den unteren Anschlag herangezogen wird. Um das Tor abzusenken, werden nunmehr zum dauernden Ausgleich des Wasserstandes die Schützen geöffnet. Sodann werden die nach dem Dockinneren führenden Schieber der Räume W geöffnet, so daß das Wasser in diese einströmt. Gleichzeitig wird die Pumpe

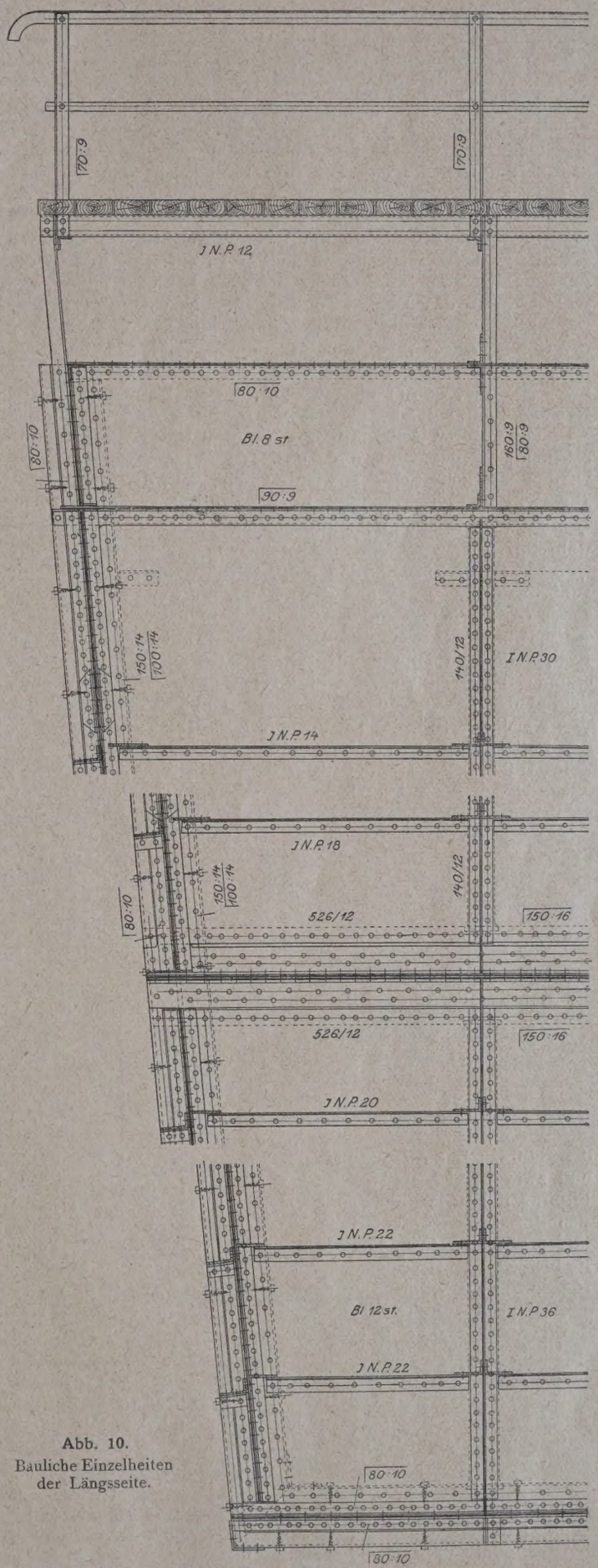


Abb. 10.
Bauliche Einzelheiten der Längsseite.

in Tätigkeit gesetzt, die Schieber e und b werden geöffnet und hierdurch Wasserballast in die Räume B gepumpt (vergl. Abb. 1 Ansichten und Schnitt b—b), bis das Tor aufsitzt. Sodann werden die Schützen und sämtliche Schieber geschlossen und das Dock gelenzt. Hierbei preßt der zunehmende Überdruck von außen das Tor mit seinen Dichtungsleisten gegen die Anschläge und bewirkt die Abdichtung.

Soll umgekehrt das Tor zum Freimachen der Ausfahrt aufschwimmen, so werden zunächst wieder bei leerem Dock die Schützen langsam hoch gezogen. Gleichzeitig werden die Schieber l und e geöffnet, um Wasser, welches sich etwa im Raum L angesammelt haben sollte, zu entfernen; nach erfolgter Entleerung werden die Schieber l und e wieder geschlossen und das Dock wird geflutet. Nachdem es gefüllt ist, wird, während die zum Dockwasser führenden Schieber s der Räume W geöffnet sind, die Pumpe angesetzt und zunächst die Schieber e und a und dann erst die beiden Schieber b geöffnet, worauf dann e sofort wieder geschlossen wird. Nachdem dann die beiden Räume B durch Auspumpen, die Räume W durch selbsttätiges Ausströmen des Wassers hinreichend gelenzt sind und das Tor aufgeschwommen ist, werden sämtliche Schieber wieder geschlossen, der Motor wird abgestellt und das Tor kann in die Schlitze verholt werden.

Da jede Dockung im allgemeinen längere Zeit erfordert, während welcher mit einem Ansteigen des Wasserspiegels auf + 0,50 m gerechnet werden muß, selbst wenn derselbe beim Einbringen des Tores auf ± 0 stand, ist die Belastung des Tores so zu bemessen, daß es auch in diesem Falle gegen Aufschwimmen gesichert ist und noch mit einer gewissen Last, etwa 10 t, unten aufsitzt. Hierzu sind in jedem der Räume B 84 t, im ganzen also 168 t nötig. Bleibt bis zum Schluß der Dockung der Wasserspiegel auf ± 0, so sitzt bei dieser Ballastmenge das Tor mit 49 t auf. Die Wassermenge in den Ballasträumen W, deren Oberfläche auf gleicher Höhe mit dem Außenwasser steht, beträgt dann insgesamt 539 cbm.

Für den normalen Dockbetrieb genügt es, wenn das im Anschlag befindliche Tor um 0,81 m auf etwa 10 m aufschwimmt. Vor dem Füllen des Dockes wird ein Teil des Ballastwassers aus den Räumen B ausgepumpt, und zwar so viel, daß nach Füllung des Dockes das Tor sich im Gleichgewicht befindet, also 49 t oder 49 cbm. Es bleiben also noch zurück 168—49 = 119 cbm. Dem gewünschten Aufschwimmen des Tores um 0,81 m entspricht eine Verringerung seiner Wasserverdrängung und somit seines Wasserballastes um etwa 145 cbm. Diese wird erreicht teils durch Auspumpen der Räume B, teils durch selbsttätiges Ausströmen aus den Räumen W. Nach dem Aufschwimmen auf 10 m Tiefgang taucht der Schwimmkasten noch 4,69 m ein, was einer Wassermenge von 449 cbm in den Räumen W entspricht, ausgeströmt sind demnach 539—449 = 90 cbm. Mithin sind aus den Räumen B durch Pumpen 145—90 = 55 cbm zu entfernen. Der in diesen verbleibende Wasserballast beträgt demnach 119—55 = 64 cbm.

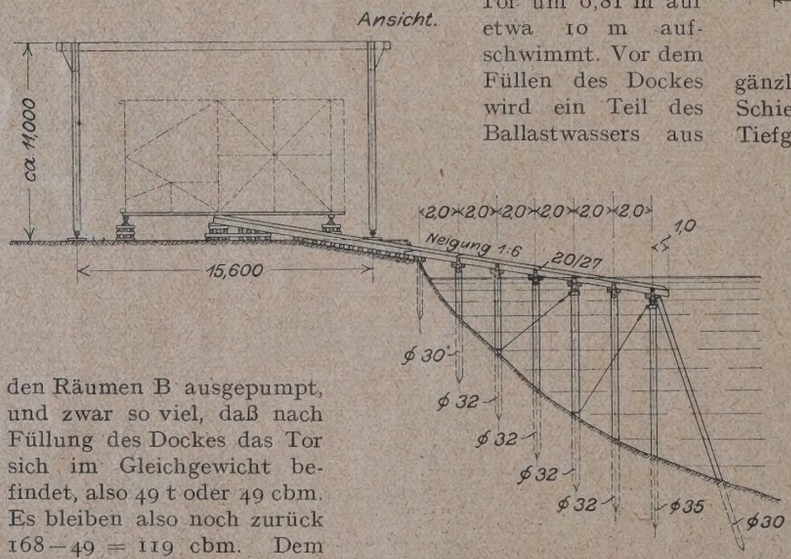


Abb. 12. Aufbau des Tores und Ablaufbahn.

Durch vollständiges Leerpumpen der Räume B, also Entfernung von 64 cbm Ballast, würde das Tor aufschwimmen, bis der Schwimmkasten nur noch 3,75 m eintaucht; der in den Räumen W enthaltene Wasserballast beträgt dann 345 cbm. Ein weiteres Aufschwimmen kann noch erreicht werden durch

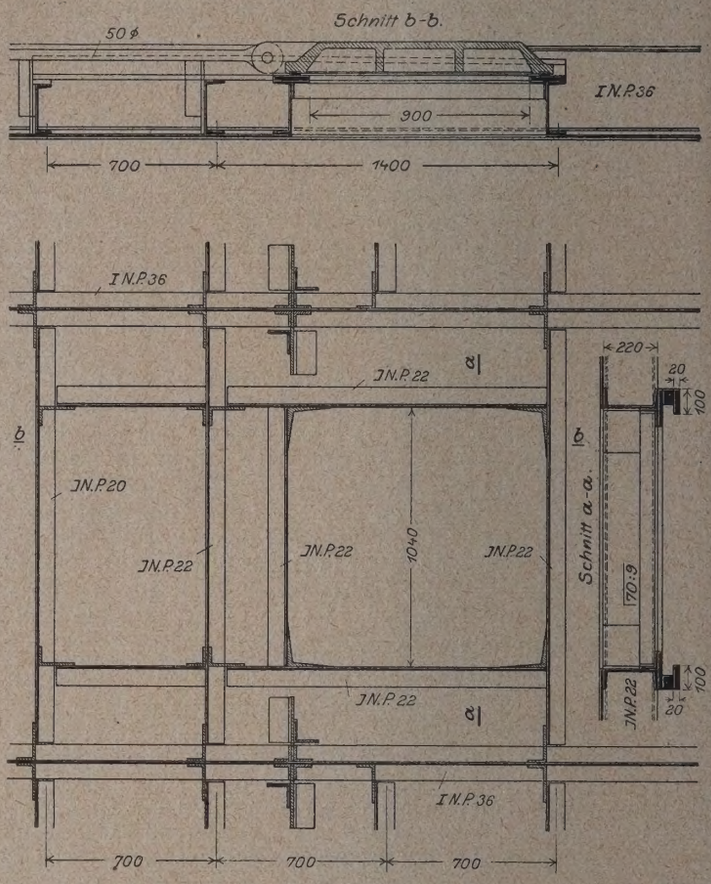


Abb. 11. Schütz.

gänzliches Entfernen auch dieses Ballastes; hierzu werden die Schieber s geschlossen und die Räume W völlig gelenzt; der Tiefgang des Tores beträgt dann noch 7,12 m. Notwendig wird ein so weites Aufschwimmen nur in dem Falle, daß das Tor schwimmend an eine andere Stelle des Hafens verbracht werden soll, wie dies bei dem später geschilderten Aufbau geschah. Das im gewöhnlichen Betriebe genügende Aufschwimmen auf 10 m Tiefgang erfordert, wie erwähnt, das Auspumpen von 55 cbm Wasserballast, also bei 2 cbm minutlicher Pumpenleistung rd. 27 Minuten. Die Schieber s der Räume W sind so bemessen, daß in der gleichen Zeit die erforderlichen 90 cbm aus diesen ausströmen.

Bei eiligen Dockungen läßt sich die zum Aufschwimmen

oder Absenken erforderliche Zeit dadurch verringern, daß man vor dem Füllen des Docks aus den Räumen B statt der oben angegebenen 49 cbm mehr Ballastwasser auspumpt. Dadurch wird die nach Füllung des Docks auszupumpende Menge und die hierfür erforderliche Zeit entsprechend verringert. Das Tor beginnt dann bereits vor völliger Füllung des Docks aufzuschwimmen.

Die Querstabilität des Tores ist selbst im ungünstigsten Falle noch eine recht gute. Dieser tritt infolge der hohen Gesamtschwerpunktslage ein, wenn bei dem auf 10 m Tiefgang aufgeschwommenen Tor sich in den Räumen W insgesamt 449 cbm, in B 65 cbm Ballastwasser befinden. Auch hier beträgt indessen die metazentrische Höhe immer noch 0,80 m, ein Wert, der um so günstiger erscheint, wenn man berücksichtigt, daß die fragliche Schwimmlage nur eintritt, wenn das Tor vor dem Dock oder in der Tornische liegt, Krängungen also kaum ausgesetzt ist. Der einzige Fall, in welchem größere Krängungen auftreten könnten, ist der, daß das Tor, wie dies beim Aufbau geschah, schwimmend von einem Punkt des Hafens zum anderen geschleppt werden muß, wobei zur Verringerung des Tiefganges sämtliche Ballastbehälter völlig entleert sind; die metazentrische Höhe beträgt hierbei 1,93 m, die Querstabilität ist also eine recht hohe. Die Längsstabilität ist, namentlich infolge der Querschotte, noch wesentlich höher. So beträgt beispielsweise bei abgesenktem, doch im Gleichgewicht befindlichem Tor, ein Fall, der oben besprochen wurde und bei welchem sich in den Räumen W 539 cbm, in B 119 cbm Wasserballast befinden, die metazentrische Höhe hierfür 13,73 m.

Für den Aufbau wurden an Land Holzstapel und von diesen ausgehend eine auf Pfählen ruhende Ablaufbahn errichtet (Abb. 12), welche ein Gefälle 1 : 6 hatte. Nach beendigtem Zusammenbau wurde das Tor mit dem Schwimmkasten voran zu Wasser gelassen und, nachdem es sich aufgerichtet hatte, schwimmend zum Dock geschleppt und in die Tornische gebracht.

Das Gesamtgewicht der Eisenkonstruktion beträgt 240 t, das der maschinellen Einrichtung 3,5 t. Für den Ballast sind 62 t Eisenschrott und 13 t Zement und Sand verwendet worden.

Der Zusammenbau erfolgte in der Zeit von Oktober 1917 bis April 1918.

Außer dem Bauleiter und drei deutschen Monteuren waren dabei durchschnittlich 30 an Ort und Stelle angeworbene Russen beschäftigt.

DER ZUSAMMENHANG ZWISCHEN MOMENTENLINIE UND MITTELKRAFTLINIE.

Von Regierungsbaumeister Dr.-Ing. W. Kunze, Privatdozent a. d. Techn. Hochschule Dresden.

Die Statik hat nicht nur die Aufgabe, Tatsachen über das Gleichgewicht von Kräften aufzufinden und festzustellen sowie Verfahren zu entwickeln, die die Ermittlung von Kräften und Kraftwirkungen (Momenten, Spannungen, Durchbiegungen u. s. w.) ermöglichen oder erleichtern, sondern sie hat auch ihre Erkenntnisse möglichst einfach auf den Grundlehren aufzubauen und ihre Verfahren immer mit den einfachsten Mitteln zu beweisen. Vor allem aber muß man von den Ableitungen verlangen, daß sie nach Möglichkeit mit Hilfsmitteln arbeiten, die leicht vorstellbar sind. Nicht nur, daß die Behauptungen der Statik erwiesen (d. h. logisch auf die Grundlehren zurückgeführt) sind, nicht nur, daß der Einzelne der Beweisführung einmal gefolgt ist, sondern daß sie nach Möglichkeit in seinen Vorstellungsbereich als dauernder Besitz übergegangen ist, erscheint als das anzustrebende Ziel.

In diesem Sinne soll in folgendem über Mittelkraftlinie und Momentenfläche einiges entwickelt werden, was zwar keine neuen Tatsachen zutage fördert, aber die Zusammenhänge zwischen Mittelkraftlinie und Momentenlinie beleuchtet und den gleichen Grundgedanken bei der Momentenermittlung aus der Mittelkraftlinie und aus der Momentenfläche feststellt.

Für die Momentenermittlung bei Trägern mit parallelen Lasten und Stützkräften ist es üblich, die Momente aus der Gleichung

$$M = H\,y$$

zu berechnen, seien es Kragträger, Balken auf zwei Stützen oder durchlaufende Träger usw. mit gerader oder krummer Achse. Diese Art der Momentenablesung aus der Ordinate y der Momentenlinie gegenüber der Schlußlinie und der Polweite H stellt einen Sonderfall der Anwendung des folgenden allgemeinen Satzes dar:

Das statische Moment der Mittelkraft einer Gruppe von Kräften ist gleich dem Produkte aus dem Polabstande der Mittelkraft mit derjenigen Strecke, die von den äußersten Seileckseiten auf einer durch den Momentenpunkt gezogenen, zur Mittelkraftrichtung parallelen Geraden, abgeschnitten wird (vergl. Mehrtens, Statik und Festigkeitslehre, Band 1, Seite 131). Weder dieser Satz selbst, noch seine Anwendung in der allgemeinen Form oder in der Momentenfläche für parallele Kräfte, ist statisch anschaulich zu nennen. Die ihm zugrunde liegende Auffassung ist eine geometrische. Das Produkt von Kraft (Mittelkraft) und Hebelarm wird hergestellt durch Messung einer Ordinate zwischen den Schenkeln eines Winkels. Die Öffnung des Winkels hängt von der Größe der Kraft ab, und der Abstand der Meßstelle (Abszisse) vom Scheitel wird gleich dem Hebelarm gemacht. Wenn man z. B. im Abstande 1 vom Scheitel die Winkelweite gleich P macht, so wird man im Abstande e vom Scheitel in der Ordinate das Produkt e.P erhalten, also den Wert des Momentes einer Kraft P, bezogen auf einen um das Maß e vom Scheitel (ihrem Angriffspunkte) entfernten Punkt. (Vergl. nebenstehende Abb. 1.) Der Beweis für die Richtigkeit der Gleichung $P \cdot e = H \cdot y$ beruht auf der Ähnlichkeit der Dreiecke, im Krafteck und im Seileck (Abb. 2), aus der sich die Proportion $e : y = H : P$ ergibt. Durch Multiplizieren über Kreuz ergibt sich dann $P \cdot e = H \cdot y$ (vergl. Abb. 2 u. 3).

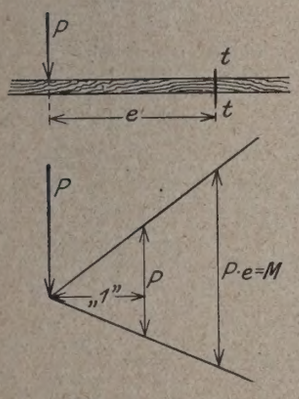


Abb. 1. $P \cdot e = M$.

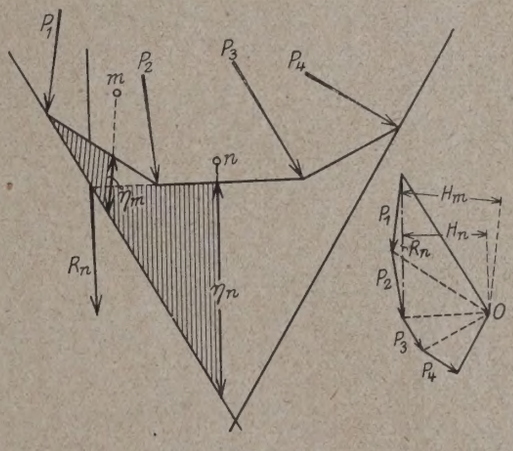


Abb. 2.
Momentenablesung aus dem Seileck bei nicht parallelen Kräften.
$M_m = H_m \cdot \eta_m$; $M_n = H_n \cdot \eta_n$

Wenn auch die Handhabung dieses nicht auf statischem, sondern geometrischem Wege begründeten und bewiesenen Verfahrens eine äußerst einfache ist, so erscheint die Momentenablesung aus der Mittelkraftlinie, wie wir sie von Bogenträgern her gewöhnt sind (Abb. 4), als die natürlichere. Denn die Erkenntnis, daß das Moment gleich ist dem Produkte der Mittelkraft und ihres Abstandes vom Querschnittsschwerpunkte, ist eine rein statische, sie gehört zu den ersten Folgerungen aus den Axiomen der Mechanik. Es erscheint deshalb berechtigt zu versuchen, bei allen Tragwerken die Momente aus der Stützlinie (Mittelkraftlinie) abzulesen. Hierfür ist jedoch das Vorhandensein einer solchen selbstverständliche Voraussetzung.

Entscheiden wir zunächst, in welchen Fällen eine wirkliche Mittelkraftlinie vorkommt und in welchen sie fehlt.

Eine Mittelkraftlinie kann nur auftreten, wenn die Stützkraft die Wirkungslinie der ersten Last schneidet, so daß dort die Resultierende der beiden Kräfte sich ansetzen kann, wenn sich diese Resultierende mit der zweiten Kraft ebenfalls schneidet und die dabei entstehende zweite Resultierende wiederum die dritte Kraft schneidet usw. fort (vgl. Abb. 4—7). Wo sich solche Schnittpunkte nicht ergeben, ist eine Mittelkraftlinie nicht vorhanden. Solche Schnittpunkte fehlen, wenn die Zwischenresultierende parallel mit der folgenden Last ist.

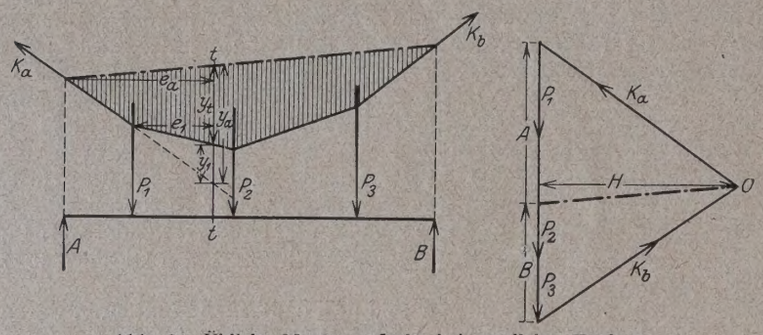


Abb. 3. Übliche Momentenfläche bei parallelen Kräften.

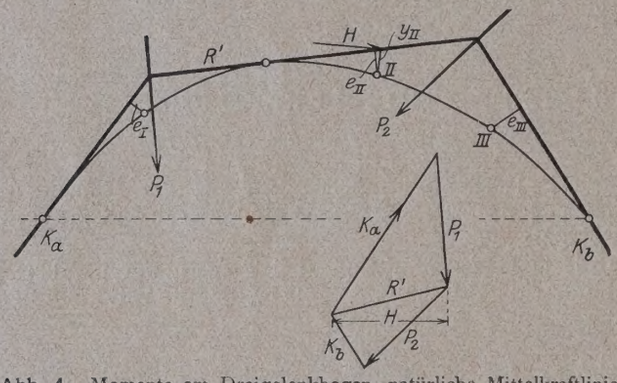


Abb. 4. Momente am Dreigelenkbogen, natürliche Mittelkraftlinie.

$M_I = K_a \cdot e_I$
$M_{II} = R' \cdot e_{II}$
$M_{III} = K_b \cdot e_{III}$.

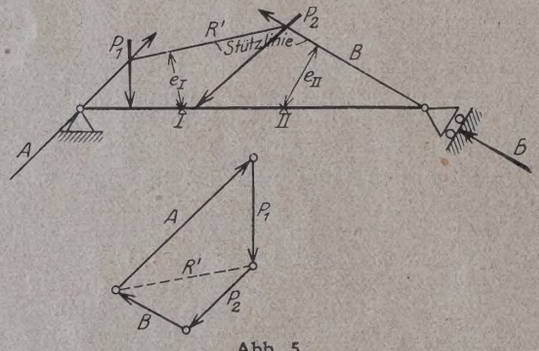


Abb. 5.
Bogenwirkung eines Balkens, Lasten verschiedener Richtung, Resultierende $P_1 \overset{\curvearrowright}{+} P_2$ fällt nicht in die Richtung einer Stützkraft. Daher Schnittpunkte der Wirkungslinien, natürliche Mittelkraftlinie.

$M_I = e_I \cdot R'$
$M_{II} = e_{II} \cdot B$.

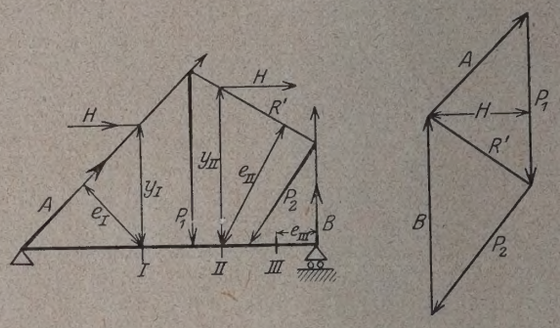


Abb. 6.
Gewöhnlicher Balken auf zwei Stützen, schräge Resultierende der Lasten. Schnittpunkte der Wirkungslinien vorhanden, also Mittelkraftlinie möglich.

$M_I = e_I \cdot A$;
$= y_I \cdot H$
$M_{II} = e_{II} \cdot R'$;
$= y_{II} \cdot H$
$M_{III} = e_{III} \cdot B$.

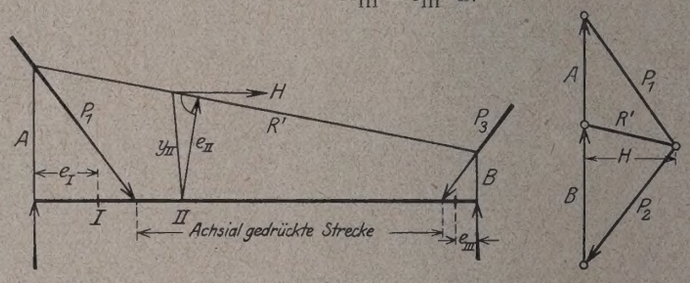


Abb. 7.
Gewöhnlicher Balken auf zwei Stützen, schräge Lasten mit lotrechter Resultierenden, lotrechte Stützkräfte, Schnittpunkte der Wirkungslinien vorhanden, natürliche Mittelkraftlinie möglich.

$M_I = e_I \cdot A$;
$M_{II} = e_{II} \cdot R' = y_{II} \cdot H$;
$M_{III} = e_{III} \cdot B$.

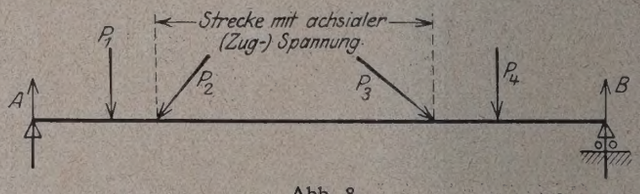


Abb. 8.
Gewöhnlicher Balken auf zwei Stützen, Resultierende der Lasten lotrecht. Schräge und lotrechte Lasten, lotrechte Stützkräfte. Mangels Schnittpunkten keine natürliche Mittelkraftlinie.

Daß die Wirkungslinien zweier an verschiedenen Punkten angreifenden Kräfte, der Zwischenresultierenden und der auf sie folgenden Kraft, parallel sind, daß kein Unterschied in den Richtungen der beiden Kräfte ist, ist das Kennzeichen für die Unmöglichkeit einer natürlichen Mittelkraftlinie. Über die Richtung sämtlicher Zwischenresultierenden gibt das Krafteck Aufschluß (Abb. 8).

In dem Sonderfalle, daß die parallelen Kräfte rechtwinklig zur Balkenachse wirken, bedeutet das obige Kennzeichen zugleich: Eine natürliche Mittelkraftlinie ist auf den Trägerstrecken

nicht vorhanden, innerhalb deren keine Längskraft im Stabe wirkt. (Abb. 8.)

Wir sehen, daß das zuerst aufgestellte Kennzeichen allgemeinere Gültigkeit hat. Beim schrägen Balken mit lotrechter Last und lotrechten Stützkräften (vgl. Abb. 9) ist z. B. trotz der Parallelität aller Kräfte in der Stabachse eine Längskraft wirksam (im oberen Teile in unserem Falle eine Zugkraft, im unteren eine Druckkraft). Man ist aber dennoch nicht in der Lage, eine natürliche Mittelkraftlinie aufzuzeichnen (Abb. 9).

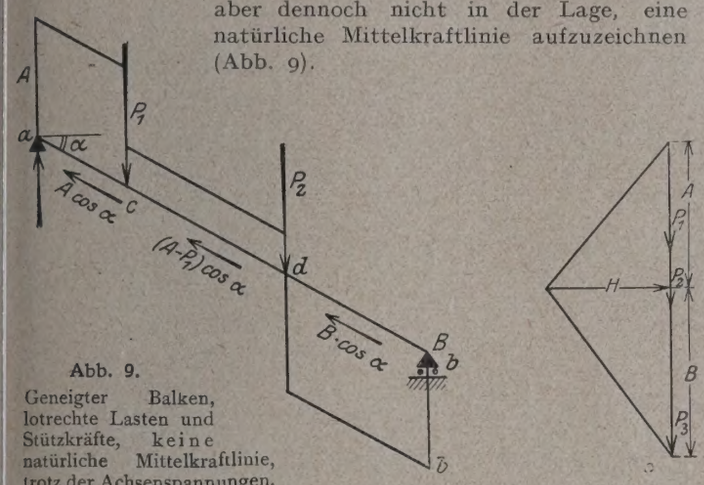


Abb. 9.
Geneigter Balken, lotrechte Lasten und Stützkräfte, keine natürliche Mittelkraftlinie, trotz der Achsenspannungen.

Allgemein geläufig ist der Verlauf der Mittelkraftlinie beim Bogenträger (vgl. Abb. 4), weil sie dort häufig benutzt wird, denn hier versagt der Gebrauch der Momentenfläche, da die Kräfte (Lasten und Stützkräfte) nicht parallel sind. Bei Rahmenträgern tritt im allgemeinen die Benutzung und damit auch die klare Vorstellung von der Mittelkraftlinie schon etwas zurück, weil man daselbst die Momente entweder rein rechnerisch findet, oder bei parallelen Lasten die gewöhnliche Momentenfläche benutzt und die Momente des Horizontalschubes, rechnerisch ermittelt, graphisch in Abzug bringt. Beim Balken ist eine Benutzung der Mittelkraftlinie zur

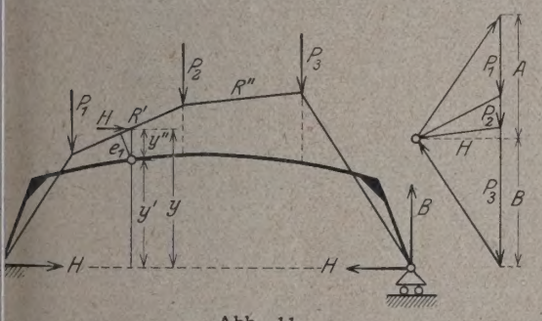


Abb. 11.

Momentenermittlung nicht üblich, deshalb wird dasselbst der Frage der Mittelkraftlinie kaum Beachtung geschenkt. Daß auch am Balken im allgemeinen Mittelkraftlinien auftreten, und daß nur bei ganz besonderen Lastlagen, die allerdings gerade die häufigst vorkommenden sind, sich eine Mittelkraftlinie nicht ergibt, zeigen die obigen Abbildungen. Überall, wo eine Mittelkraftlinie möglich ist, kann die Momentenbestimmung — wie das auch in den Abbildungen dargestellt ist — in der gleichen Form erfolgen, wie wir es von Bogenträgern her gewöhnt sind. Nur in dem Ausnahmefalle, daß eine Mittelkraftlinie nicht vorhanden ist, versagt dieses Verfahren grundsätzlich.

Um nun die Momentenermittlung aus der Mittelkraftlinie auch in den Fällen mit fehlender natürlicher Mittelkraftlinie anwenden zu können, wird eine künstliche herbeigeführt. Der statische Gedanke ist dabei beim geraden Balken der folgende. Für den durch eine Gruppe von Kräften erzeugten Momentenverlauf am geraden Balken ist es gleichgültig, ob in der Achse des Balkens eine Längskraft H wirkt oder nicht. Die künstliche Anbringung einer solchen Kraft hat also auf den Wert der Momente keinen Einfluß. Sie hat aber zur Folge, daß die Stützkräfte aus ihrer lotrechten Lage abgelenkt werden, daß geneigte Zwischenresultierende entstehen (Abb. 10) und daß sich die oben als Voraussetzung für das Entstehen einer Mittelkraftlinie bezeichneten Schnitte der Zwischenresultierenden mit den Kräften ergeben. So entwickelt sich eine künstliche Mittelkraftlinie, aus der wir die Momente in der bekannten Weise ermitteln können. Daß das Ergebnis dieser Ermittlung

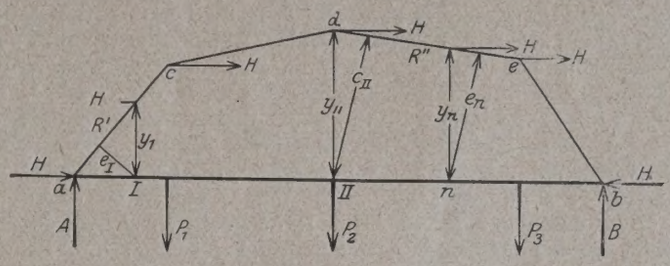


Abb. 10.
$M_I = e_I \cdot R' = y_I \cdot H$
$M_{II} = e_{II} \cdot R'' = y_{II} \cdot H$
$M_n = e_n \cdot R'' = y_n \cdot H$.

(Mittelkraft mal Mittelkraftabstand vom Querschnittsschwerpunkte) den richtigen Wert liefert, ist rein statisch ohne mathematische Schlüsse bewiesen.

Es kann also die Regel aufgestellt werden: Beim geraden Balken mit nur parallelen Kräften ist der Kräftegruppe eine beliebige Achsenkraft H zuzufügen und alsdann die Mittelkraftlinie zu zeichnen. Dann kann das Moment an jeder Stelle des Trägers aus dem Produkte R′ . e abgelesen werden. Statt dessen kann man auch die Zwischenresultierende mit dem Cosinus ihres Neigungswinkels gegen die Wagerechte multiplizieren und ihren Abstand e durch diesen Cosinus dividieren. Man erhält dann die Ordinate der Mittelkraftlinie über der Balkenachse (**y**) und die wagerechte Komponente der Zwischenresultierenden (**H**) (Abb. 10). Bei parallelen Kräften sind die horizontalen Komponenten der Zwischenresultierenden sämtlich gleich groß (gleich H). Es ergibt sich deshalb, wenn man die Momente in solchen Fällen nicht durch R′ . e, sondern H . y ausdrückt, wegen der Konstanz von H die Möglichkeit, aus den y-Werten das gegenseitige Verhältnis der Momente ohne weiteres zu erkennen.

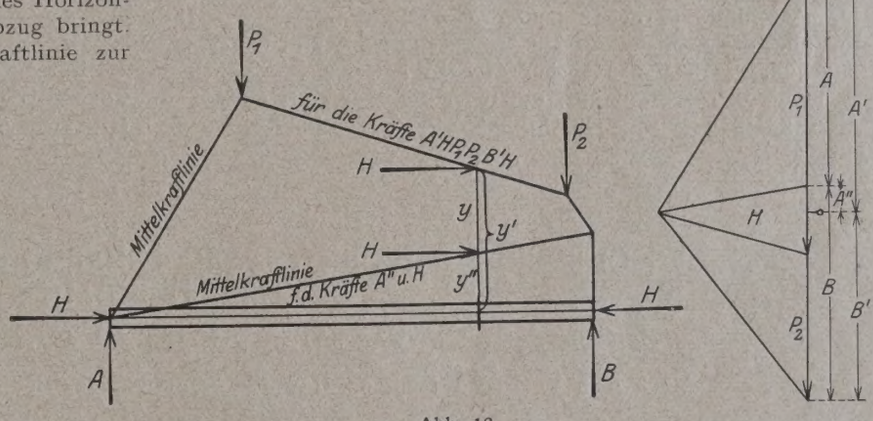


Abb. 12.

Auch wenn eine natürliche Mittelkraftlinie vorhanden ist, kann man aus Zweckmäßigkeitsgründen ebenfalls eine Achsenkraft H der Kräftegruppe hinzufügen. Dies geschieht

gewöhnlich, um einen günstigen Verlauf der Mittelkraftlinie herbeizuführen, wenn sie in ihrem natürlichen Verlaufe auf der Zeichnung schwer unterzubringen ist. Auch hier liegt der Gedanke zugrunde, daß beim geraden Balken die Momente vom Vorhandensein und der Größe der Achsenkraft unabhängig sind.

Beim gekrümmten oder rahmenförmigen Balkenträger ohne natürliche Mittelkraftlinie ist dasselbe Verfahren mit einer einfachen Berichtigung anzuwenden. Man füge auch hier der Kräftegruppe eine Kraft H, verlaufend in der Richtung von Stützpunkt zu Stützpunkt, hinzu und zeichne die Mittelkraftlinie für alle Kräfte einschließlich der Kräfte H auf. Die Exzentrizität der Mittelkraft ist alsdann wiederum von dem Querschnittsschwerpunkte aus zu messen. Da aber beim gekrümmten Balkenträger die Kraft H hinsichtlich aller Querschnitte Momente in der Größe $H.y'$ (vgl. Abb. 11) hervorbringt, die den Balkenmomenten entgegenwirken, so gibt uns hier die künstliche Mittelkraftlinie nicht die wahren Momente an, sondern Werte, die jeweils um $H \cdot y'$ verringert sind. Um die wirklichen Momente zu erhalten, müssen wir also dem Ausdruck $R' \cdot e$ noch $H \cdot y'$ hinzufügen. Beim Vorhandensein von nur parallelen Lasten und Stützkräften gestaltet sich diese Addition besonders einfach. Wir können dann $R' \cdot e$ ersetzen durch $H \cdot y''$. Die Summe

$$R' \cdot e + H \cdot y''$$

geht dann über in

$$H \cdot y' + H \cdot y'' = H \cdot (y' + y'') = H \cdot y.$$

(Vgl. Abb. 11.)

Am anschaulichsten ist die Bildung der künstlichen Mittelkraftlinie, wenn man die Achsenkraft (oder Kämpferlinienkraft) H zusammensetzt mit den tatsächlichen Auflagerdruckkräften A und B. Denn dann erhält man die Mittelkraftlinie, wie sie am Träger verlaufen würde, wenn die Kraft H wirklich vorhanden wäre. Diese Form, bei der die Ordinaten über einer Wagerechten abgelesen werden, wird auch bei der Momentenlinie in der üblichen Auffassung bevorzugt. Ihr hat aber die Ermittelung der Auflagerkräfte A und B vorauszugehen. Man begnügt sich deshalb bei der gewöhnlichen Momentenfläche oft damit, daß auch die über einer schiefen Bezugslinie gemessenen Ordinaten y die richtigen Momente liefern (wie in Abb. 3) und verzichtet auf die Umzeichnung au eine wagerechte Bezugsgerade. Es ist noch notwendig, dies Ablesungsmöglichkeit über einer schrägen Bezugsgeraden ohn vorherige Bestimmung der Auflagerkräfte A und B auch fü die künstliche Mittelkraftlinie nachzuweisen.

Wenn wir die Mittelkraftlinie unter Annahme eines be liebigen Wertes der Stützdrucke A und B (A + B = Summe P und Hinzufügung von H aufzeichnen (Abb. 12), erhält si einen falschen Verlauf und es ergeben sich, bezogen auf di Balkenachse, falsche Exzentrizitäten, also falsche Moment $H \cdot y'$. Der Fehler wird beseitigt, wenn man das Moment de überschüssigen Anteils von A berücksichtigt.

Der Fehler von A (nennen wir ihn A'') bildet mit H ein Mittelkraft. Wenn wir deren Wirkungslinie in die Zeichnun eintragen (sie wird sonst als Momentenschlußlinie bezeichnet) können wir das Moment von A'' ablesen als $R'' \cdot e''$ ode $H \cdot y''$. Der richtige Momentenwert ergibt sich dann au $H \cdot y' - H \cdot y'' = H y$ bei der statischen Betrachtungsweise de Mittelkraftstheorie ebenso wie bei der üblichen geometrische Auffassung (Abb. 12).

Zusammenfassung.

Es wird gezeigt, daß für die Gleichung $M = H \cdot y$ de geometrische Beweis (ähnliche Dreiecke) leicht durch eine rein statischen ersetzt werden kann. Weiter wird die Ab lesung der Momente aus der Mittelkraftlinie als die natürlich bezeichnet. Es wird sodann der Verlauf der Mittelkraftlini für verschiedene Träger und Belastungsarten und die Mo mentenablesung vorgeführt und schließlich das Kennzeiche für das Fehlen einer natürlichen Mittelkraftlinie aufgestellt Weiter wird gezeigt, daß die Momentenablesung aus der Mo mentenfläche bei parallelen Kräften ebenfalls als Ablesun der Exzentrizität der Mittelkraft aufgefaßt werden kann, wen man eine künstliche Mittelkraftlinie erzeugt, daß also kein grundsätzliche Verschiedenheit der beiden Ermittelungsver fahren vorliegt. Berücksichtigung gerader und gekrümmte und geneigter Träger.

Vor allem kam es darauf an darzulegen, daß M nicht nu als Produkt von Polweite und Ordinate, sondern auch al vorstellbares Moment der Kraft H am Hebelarm y auf tritt, wie Abb. 10 besonders deutlich erkennen läßt.

VERSCHIEDENE HERVORRAGENDE, WÄHREND DES KRIEGES AUSGEFÜHRTE EISENBETONBAUTEN.

Von Bauinspektor Meisenhelder, in Fa. Wayß & Freytag, A.-G., Neustadt a. d. Haardt.

Nach dem Vortrag auf der 23. Hauptversammlung des Deutschen Betonvereins 1920 zu Berlin.

(Fortsetzung von Seite 645, Heft 22, 1920.)

II. Flugzeughallen in Muggensturm in Baden.

Im Jahre 1917 bestand der Plan, am Oberrhein in Abständen von 30 km vollständig ausgerüstete Flugzeughäfen mit Werften und Flugzeughallen zu errichten.

Die Intendantur des XIV. A. K. erließ daher im Frühjahr 1917 eine Ausschreibung auf die Ausführung von 6 Flugzeughallen in Eisenbeton für den Flugzeughafen Muggensturm. Sie entschloß sich zu Eisenbeton, da die Ausführung in Eisen wegen der schon damals großen Knappheit an Profileisen und der damit verbundenen Kosten nicht mehr in Frage kam. Es hat dann auch der Wettbewerb zwischen Eisenkonstruktions- und Eisenbetonfirmen gezeigt, daß die Ausführung der Hallen trotz der für Eisenbetonkonstruktionen ungewöhnlichen Abmessungen Ersparnisse brachte.

Die Abbildungen 15—18 zeigen die verschiedenen Entwürfe, die von Wayss u. Freytag A.-G. ausgearbeitet wurden. Zu überdecken war ein Raum von 22 m Tief und 66 m Länge, der ohne jeden Einbau und freibleibe mußte. An der einen Längsseite, an der 3 große To öffnungen vorgesehen waren, konnten nur 2 Zwischenstütze angebracht werden, so daß sich 3 Räume von (22 · 22) q frei überdeckter Fläche ergaben. Abb. 15 stellt die Lösun mit 3 quer gestellten Tonnendächern mit Zugband dar, di sich auf Querrahmen von 22 m Stützenweite aufsetzte Die Beleuchtung erfolgte durch Fenster in der Längsseit Projekt 2 (Abb. 16) sah ein Tonnendach der Läng nach vor, ebenfalls mit Zugband, das sich an den Läng seiten auf kontinuierlich über 3 Öffnungen weggehend Rahmenbinder abstützte. Die Beleuchtung wurde durc rautenförmige Oberlichter bewirkt. Gegen diese 2 Lösunge wurde geltend gemacht der große umbaute Raum, d mit Rücksicht auf die Heizung nach Möglichkeit ei geschränkt werden sollte. Bei Projekt 1 wurde außerde

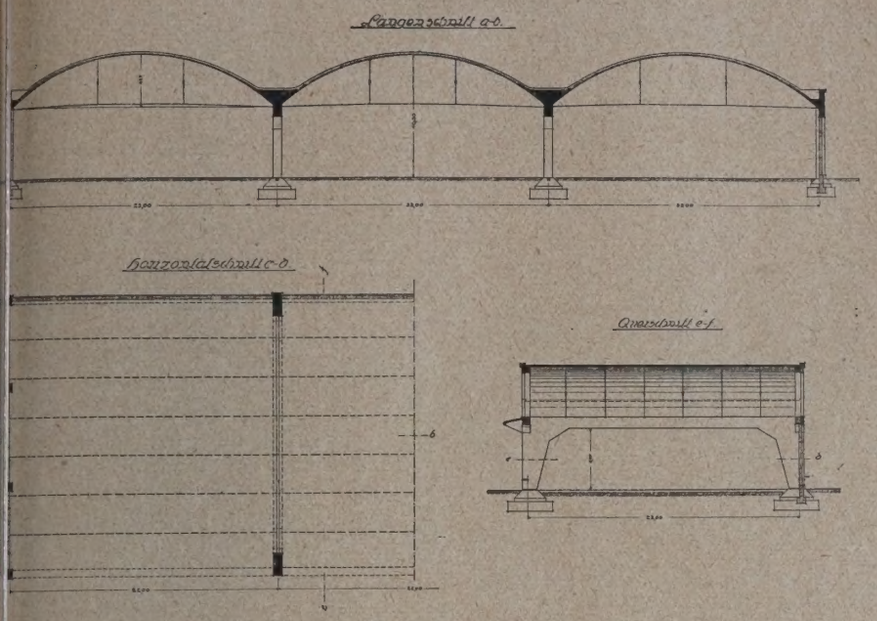


Abb. 15.

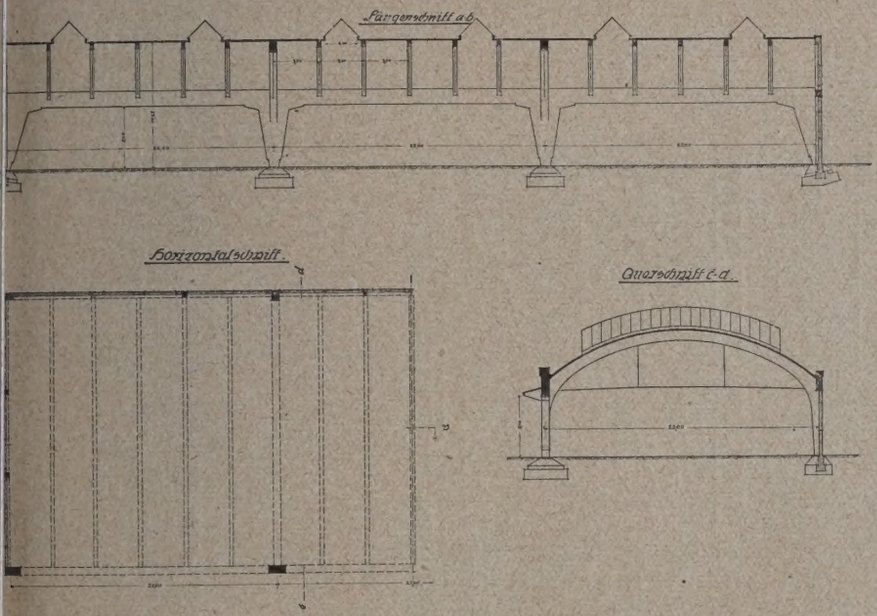


Abb. 16.

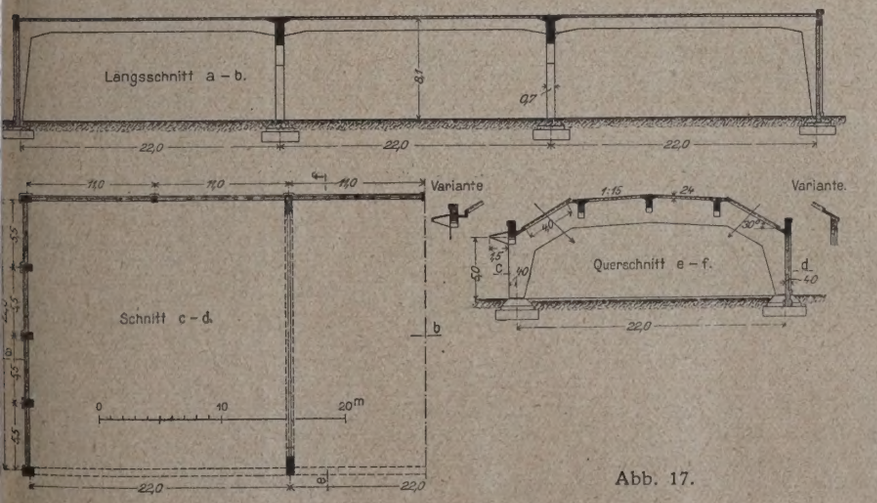


Abb. 17.

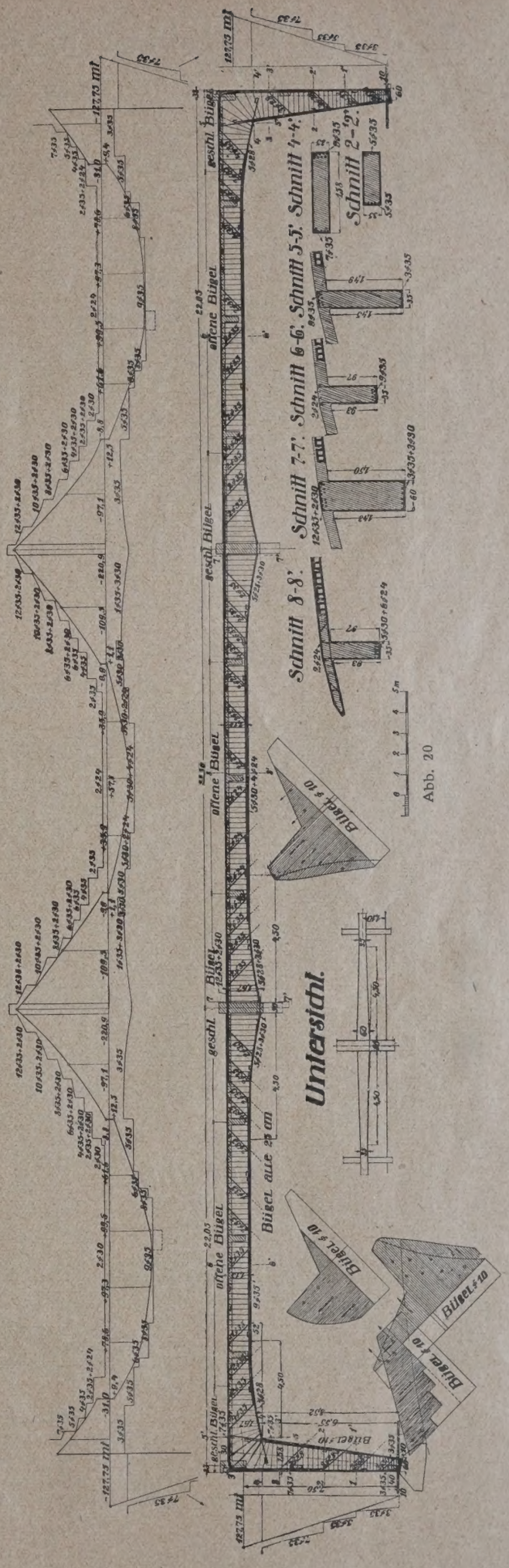


Abb. 20

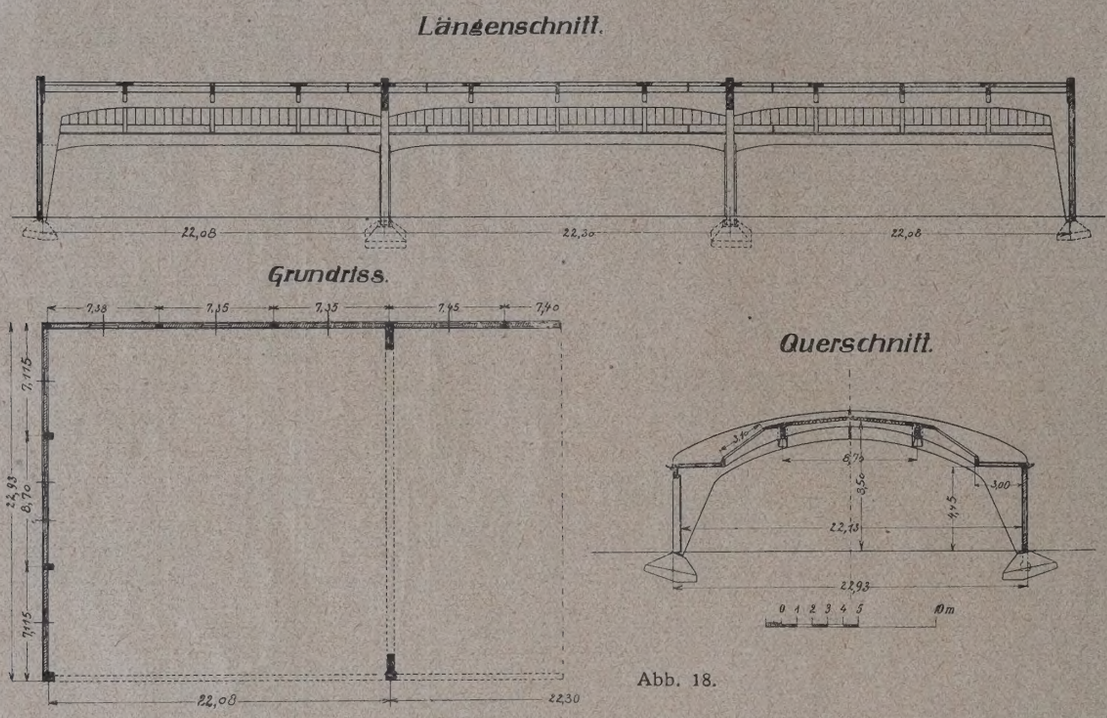


Abb. 18.

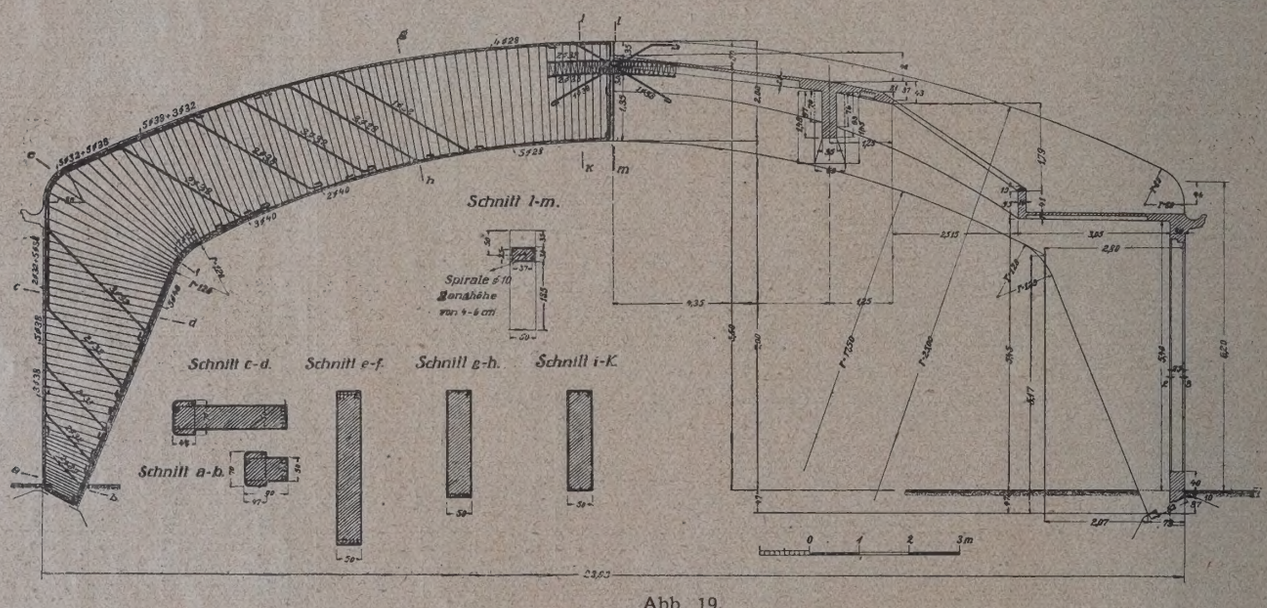


Abb. 19.

die Beleuchtung als nicht genügend angesehen. Um diesen Einwänden zu begegnen, wurde Projekt 3 (Abb. 17) ausgearbeitet. Es sah 4 Hauptbinder der Quere nach vor, die als Zweigelenkbogen ausgebildet waren. Auf sie legten sich die Längsträger kontinuierlich auf. Die Beleuchtung geschah durch die schrägen Oberlichter von der Seite.

Von seiten der Militärbehörde war hier vor allen Dingen die Anordnung der Oberlichter bemängelt worden, die eine genügende Beleuchtung in der Mitte der Halle nicht sicherstellten. Es zeigte sich außerdem, daß diese Zweigelenkrahmen bei ihrer Belastung im Scheitel durch den Längsträger besonders in dem oberen Teil sehr schwer ausgefallen wären. Außerdem war bei dieser Gestalt des Rahmens und den großen Abmessungen ein Zweigelenkrahmen in statischer Beziehung nicht unbedenklich. Es entstand unter diesen Gesichtspunkten der endgültige Entwurf (Abb. 18), der zur Ausführung kam.

Die Hauptkonstruktionsglieder werden hier gebildet durch die 4 als Dreigelenkbogen ausgebildeten Rahmenbinder von 22,2 m Stützweite. Aus statischen Gründen wurde das Scheitelgelenk möglichst hoch hinaufgerückt, etwa in die Gegend, wo die Dachhaut anschließt. Die Binder erhielten an den oberen Ecken ziemlich große Abmessungen, die aber beim fertigen Bauwerk nicht mehr so in die Augen fallen wie auf der Zeichnung. Über diese 4 Rahmenbinder spannen sich in der Längsrichtung verlaufend 2 kontinuierlich durchgehende Längsträger

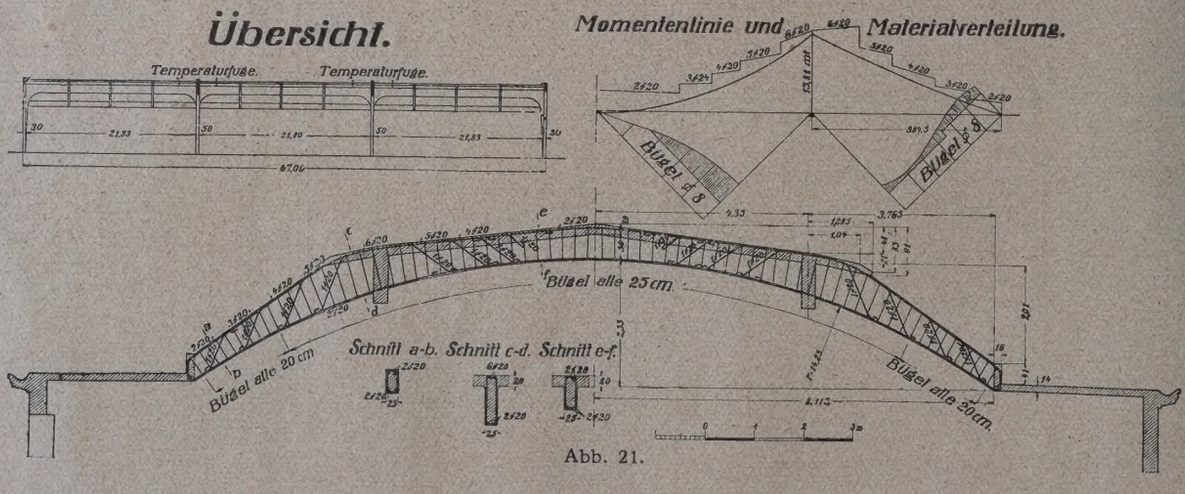


Abb. 21.

von 22 m Spannweite, welche ihrerseits wieder das Auflager bilden für die beiderseits auskragenden Nebenträger von gekrümmter Gestalt. Diese Nebenträger haben einen Abstand von 5,5 m. An den Enden der 4 m langen Kragarme der Nebenträger sind wieder Längsträger aufgehängt, die zusammen mit dem Torlängsträger und dem oberen Längsträger an der anderen Wandlängsseite die Auflager für die horizontalen Decken an den beiden Längsseiten bilden. Über die Nebenträger spannt sich sodann die als Hohlkörperdecke ausgebildete Dachdecke. Längsträger, Nebenträger und Dachdecke sind so angeordnet, daß die Hauptbinder über die Dachoberfläche hervorragen. Durch das starke Hereinrücken der unteren Längsträger und die Anordnung des horizontalen Dachstückes an den Längsseiten rückten die Oberlichter gegen die Mitte, wodurch der Forderung der Militärverwaltung auf eine gute Beleuchtung, hauptsächlich auch des Mittelteiles der Halle, entsprochen wurde. Durch das Hereinrücken des ganzen Dachabschlusses unter die Oberkante der Hauptbinder wurde auch die im Interesse der Heizung erwünschte Beschränkung der Kubatur des Innenraumes in weitgehendem Maße erreicht. Die horizontalen Hohlkörperdecken an der Längsseite spannen sich quer zwischen die Längsträger, während die obere Dachdecke der Länge nach zwischen den Querträgern gespannt ist. Der über die Längsträger hinauskragende Teil dieser oberen Dachfläche ist als Vollplatte ausgebildet. Da die Längsträger einen Druckgurt erforderten und anderseits auch die Dachdecke mit Rücksicht auf die Einspannung an dieser Stelle ebenfalls als Vollplatte auszubilden war, so entstand hier ein glückliches Zusammentreffen der verschiedenen Anforderungen. Mit Rücksicht auf die bei dem Dreigelenkbogen zu erwartenden Deformationen wäre die Gefahr der Rissebildung in der Dachhaut entstanden, wenn die über die Nebenträger kontinuierlich weggeführte Konstruktion nun starr mit dem Hauptbinder verbunden worden wäre. Um diese

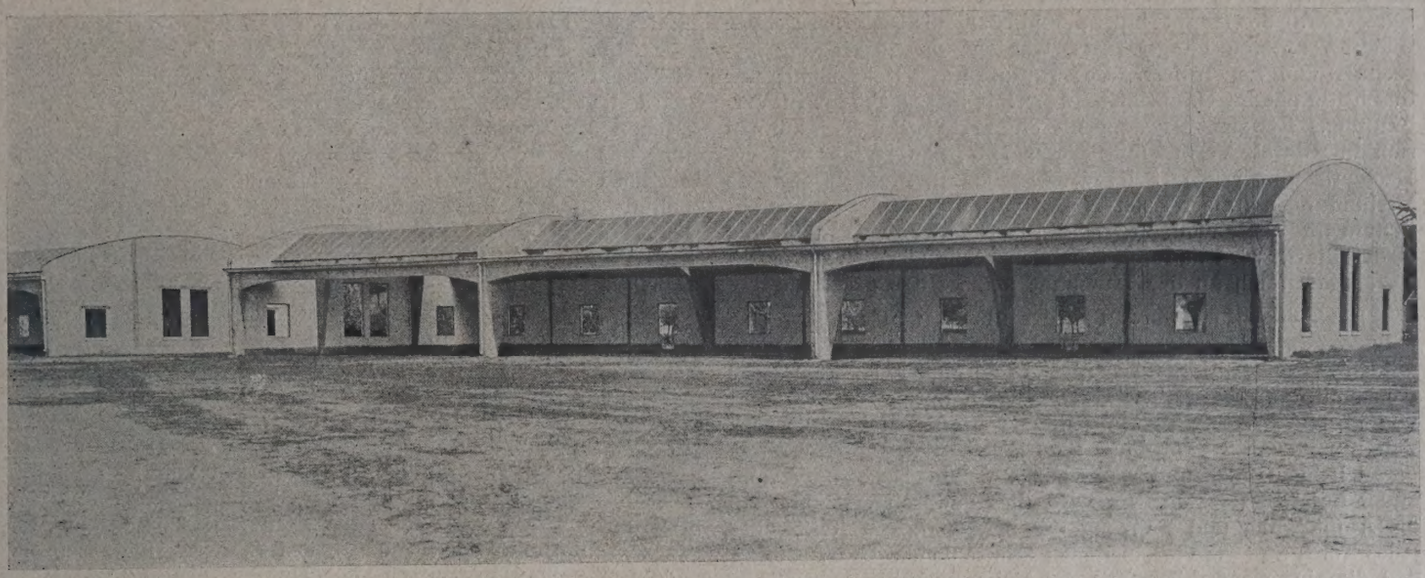


Abb. 22.

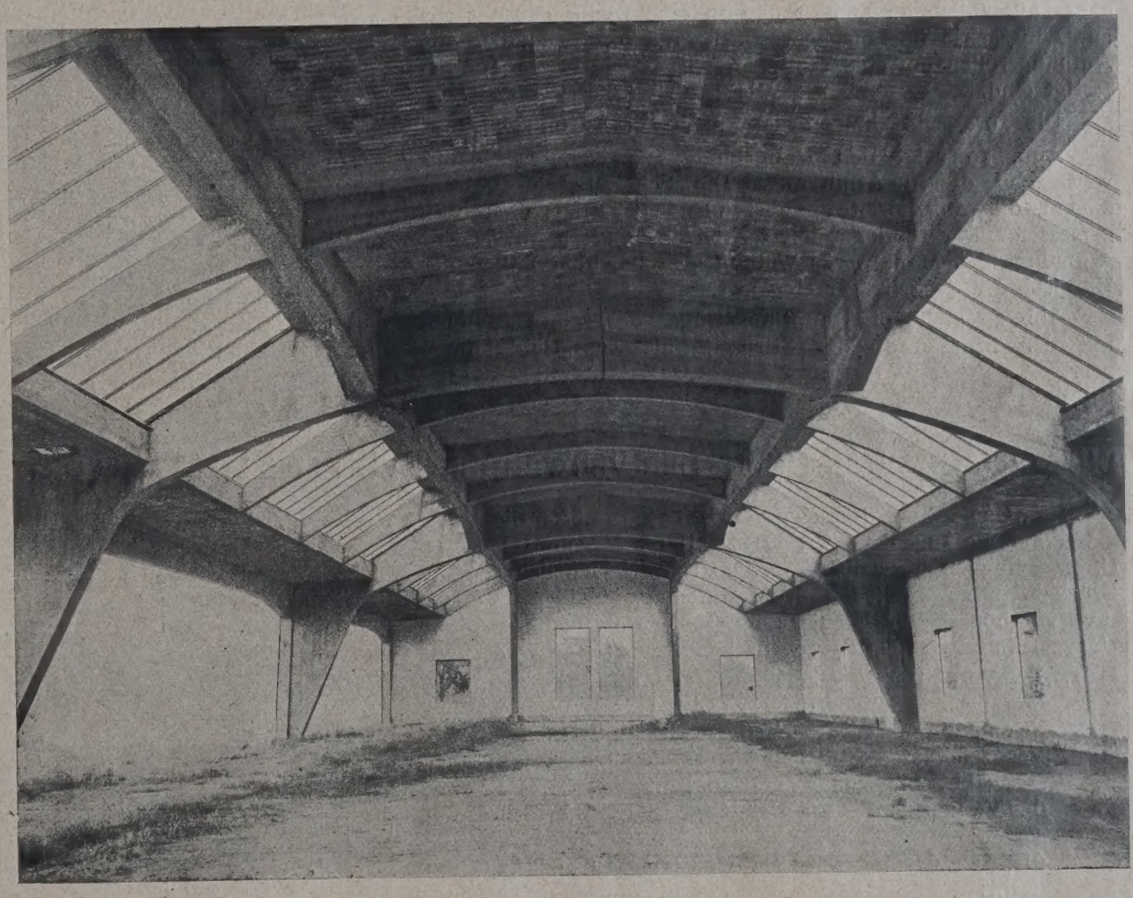


Abb. 23.

Gefahr zu beseitigen, wurde die Dachhaut im ersten Feld neben dem Hauptbinder der Quere nach durchschnitten. Dasselbe geschah mit den Längsträgern am Fuße der Oberlichter und mit dem horizontalen Deckenstück an der Längsseite. Die an den Hauptbinder anschließenden Stücke der Decken und des unteren Längsträgers wurden als Auskragung berechnet und konstruiert. Der Hauptbinder steht somit nur durch die oberen Hauptlängsträger mit der Dachhaut in Verbindung. Etwaige Bewegungen eines Hauptbinders können sich nur durch Vermittlung dieser Hauptlängsträger auf die Dachhaut übertragen. Selbstverständlich kommen durch diese Verbindungen immer noch Nebenspannungen in das Trägersystem und die Dachhaut. Aber die Gefahr der Rissebildung in der Platte wird dadurch erheblich vermindert. Tatsächlich haben sich auch an der Dachhaut keine Risse gezeigt.

Die Schiebetore wurden in der hinteren Fläche des Torlängsträgers aufgehängt. Sie wurden nach dem System Wolf, München, konstruiert, einer überaus sinnreichen patentierten Konstruktion, die es gestattet, die 7 Tore einer Öffnung von je 3 m Weite derart auf die Seite zu schieben, daß sie sich hinter den Hauptbindern bzw. neben den Stirnwänden parallel zueinander und senkrecht zur Längsachse nebeneinander aufstellen lassen. Es wird dies dadurch erreicht, daß die Aufhängung und Führung der beiden oberen Eckpunkte jedes Tores an zwei verschiedenen Laufschienen derart erfolgt, daß die eine Laufschiene mit der Führung beispielsweise der rechten oberen Ecke des Tores entlang der Längswand führt, während die zweite Laufschiene mit der Führung der linken oberen Ecke des Tores sich allmählich von der vorderen Längswand entfernt und auf diese Weise das Tor zwingt, auf seinem Wege seitwärts seine ursprüngliche Stellung parallel zur Längsachse allmählich zu ändern und in eine Stellung senkrecht zur Längsachse überzugehen. Dazu ist erforderlich, daß die Aufhängerollen um eine vertikale Achse drehbar am Tor befestigt sind.

Die Tore selbst kamen nicht mehr zur Ausführung.

Abb. 19 zeigt den Hauptbinder von 22,2 m Spannweite und dessen Armierung. Die Scheitelstärke beträgt 2,00 m, die größte Breite am oberen Ende der Stiele 3 m schräg gemessen. Der Binder erhält rechteckige Querschnitte. Zur Aufnahme des Mauerwerks wurden zwischen den Füßen der Hauptbinder Sockelträger eingelegt.

Abb. 20 stellt die Hauptlängsträger dar, die zusammen mit den Stützen an der Stirnseite als Zweigelenkrahmen über 2 Mittelstützen kontinuierlich hinweggehend berechnet und konstruiert worden waren.

Abb. 21 zeigt die Ausbildung der Querträger mit einer Stützweite von Längsträger zu Längsträger von 8,70 m und einer beiderseitigen Auskragung von 3,76 m Länge.

Abb. 22 zeigt die Längenansicht der Halle. Man sieht den Sockelträger der Rückwand, die im übrigen 1 Stein stark mit Schwemmsteinen ausgeriegelt worden war. Die Stirnflächen der Hauptbinder wurden an den Kanten abgerundet und mit einem Anschlag für die Tore versehen. Durch die breiten Oberlichter sowie durch die reichlichen Fenster an der Seitenwand der Halle war jedenfalls eine ausreichende Beleuchtung gewährleistet.

Abb. 23 stellt die Innenansicht der Halle dar. Man sieht die Hauptbinder, soweit sie in den umschlossenen Raum hineinragen, ferner die auskragenden Teile der Nebenträger unter den Oberlichtern und rechts die unteren Längsträger zur Aufnahme der Oberlichter und der horizontalen Dachfläche. Infolge des großen Abstandes der Hauptbinder von 22 m und des Umstandes, daß diese von keiner Stelle aus in ihrer ganzen Breite von mehreren Metern den Beschauern sich darbieten, da sie teils innerhalb, teils außerhalb des von der Dachhaut umschlossenen Raumes liegen, wird bewirkt, daß die Wucht und die Schwere dieser Konstruktionsteile nicht so zur Wirkung kommt und den Eindruck des Bauwerkes nicht beeinträchtigt. Die Dachdecke ist als Hohlkörperdecke mit Hohlkörpern aus gebranntem Ton hergestellt. Es war beabsichtigt, diese Hohlkörper, die auch die Stegunterflächen vollständig umfassen, nicht etwa zu verputzen, sondern sichtbar zu lassen und nur mit einem weißen Anstrich zu versehen. Mit Rücksicht auf dieses Sichtbarbleiben der Hohlkörper war darauf geachtet worden, daß die Stoßfugen in regelmäßigem Verband gegeneinander versetzt wurden. Das Aussehen der Halle — der Anstrich der Steine ist unterblieben — ist ein durchaus befriedigendes. Das Dach ist nach der Betonierung nur glatt abgerieben und hierauf mit Dachpappe eingedeckt worden.

Für den Bau der 6 Hallen war eine Bauzeit von 7½ Monaten einschließlich der Vorbereitungen vorgeschrieben worden. Infolge des militärischen und wirtschaftlichen Zusammenbruches im November 1918 kam die letzte Halle nicht mehr zur Ausführung.

Der furchtbare Wandel der Zeiten seit der Erbauung dieser Hallen kommt einem zum Bewußtsein, wenn man hört, daß zurzeit Verhandlungen mit der Entente über den Abbruch dieser 5 Hallen geführt werden. (Schluß folgt.)

DIE WIRTSCHAFTLICHKEIT DER VERWENDUNG VON SPEZIALSTAHLSORTEN IM BRÜCKENBAU.

Im „Génie Civil" Nr. 4, Jahrgang 1920, veröffentlicht der amerikanische Ingenieur Dr. Waddell die Ergebnisse seiner Untersuchungen über die Frage, ob es wirtschaftlich ist, im Brückenbau gewöhnlichen Stahl durch irgendeinen Spezialstahl von höherer Festigkeit zu ersetzen. Maßgebend für diese Untersuchungen sind folgende drei Faktoren:

1. Das Verhältnis der Einheitspreise der beiden betrachteten Metalle zueinander (bezogen auf je 1 kg des gewöhnlichen, durch seinen hohen Gehalt an Kohlenstoff gekennzeichneten Stahls und des Spezialstahls, und zwar fertig bearbeitet und montiert);
2. das Verhältnis der Elastizitätsgrenzen der beiden Stahlsorten;
3. die Art der betrachteten Konstruktion (Spannweiten usw.);

Bezeichnet man mit r das Verhältnis des Einheitspreises des Spezialstahls zu dem des gewöhnlichen Stahls und mit r′ das Verhältnis der Elastizitätsgrenze des gewöhnlichen Stahls zu der des Spezialstahls, so kann man annehmen, daß

$$r > 1 \text{ und } r' < 1.$$

Ersetzt man bei den einzelnen Konstruktionselementen (Stäben, Stangen usw.) den gewöhnlichen Stahl durch einen Spezialstahl, so erreicht man für jedes Element eine Ersparnis, wenn das Produkt

$$r\,r' < 1,$$

und es entsteht umgekehrt eine Verteuerung, wenn das Produkt

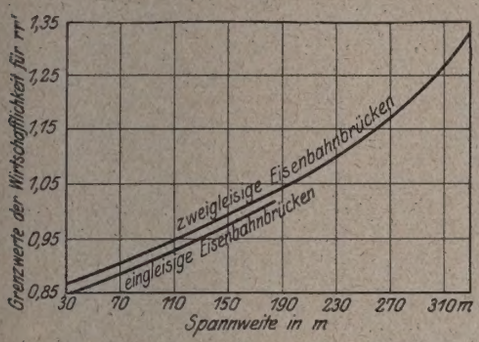
$$r\,r' > 1.$$

Hierbei ist allerdings nicht berücksichtigt, daß diese Beziehungen bei fertig montierten Systemen wohl für Konstruktionsglieder gelten, die innerhalb der Elastizitätsgrenzen ausschließlich auf Zug beansprucht werden, aber nicht für solche Konstruktionsglieder, von denen innerhalb entsprechender Elastizitätsgrenzen die einen auf Druck, die andern auf Zug beansprucht werden. Ferner ist außer Acht gelassen, daß ein gewisser Teil der Konstruktionselemente in seinen Spannungen nicht verändert wird, wenn sich die Beanspruchung der Gesamtkonstruktion ändert. Schließlich kommt noch in Betracht, daß bei Verwendung von hochwertigem Stahl sich das Eigengewicht der Konstruktion verringert.

Von diesen drei noch ins Gewicht fallenden Faktoren üben die zwei ersten einen dem dritten entgegengesetzten Einfluß aus, so daß ein gewisser Ausgleich zustande kommt. Immerhin ist, außer bei außergewöhnlich großen Spannweiten, der Einfluß der beiden ersten Faktoren überwiegend, so daß die oben aufgestellte Wirtschaftlichkeitsbedingung, die in der obigen Form nur für sehr kleine Spannweiten gilt, allgemein näherungsweise lautet:

$$r\,r' < 0{,}85.$$

Bei sehr großen Spannweiten dagegen kann es noch wirtschaftlich sein, den hochwertigen Stahl zu verwenden, selbst wenn das Produkt $r \times r'$ gleich oder größer als Eins ist, weil in diesen Fällen die Verringerung des Eigengewichts einen wesentlichen Einfluß ausübt. Es ergibt sich als Folgerung, daß, je größer die Spannweiten sind, um so wirtschaftlicher es ist, den Spezialstahl zu verwenden.



Grenzwerte der Wirtschaftlichkeit für $r\,r'$ bei ein- und zweigleisigen Eisenbahnbrücken mit einer Öffnung.

Die in beifolgendem Diagramm angegebenen Kurven ergeben die Grenzwerte der Wirtschaftlichkeit für das Produkt $r \times r'$ und verschiedene Spannweiten von ein- und zweigleisigen Eisenbahnbrücken. An der Hand eines Beispiels sei der Gebrauch des Diagramms erläutert:

Es möge für eine Konstruktion Nickelstahl mit der Elastizitätsgrenze 4000 kg/cm² zum Preise von 1,25 fr. pro kg und gewöhnlicher Stahl mit der Elastizitätsgrenze 2400 kg/cm² zum Preise von 0,85 fr. pro kg zur Verfügung stehen. Für eine Spannweite von 170 m einer doppelgleisigen Eisenbahnbrücke soll festgestellt werden, ob die Verwendung des Spezialstahls wirtschaftlich ist.

Es ist

$$r = \frac{1{,}25}{0{,}85} = 1{,}47$$

$$r' = \frac{2400}{4000} = 0{,}6$$

$$r\,r' = 1{,}47 \times 0{,}6 = 0{,}882.$$

Aus dem Diagramm ergibt sich als Grenzwert für $r\,r'$ die Zahl 1,015. Mithin wäre es im vorliegenden Fall wirtschaftlich, den Spezialstahl zu verwenden.

Das Diagramm wurde auf Grund der Rechnungsergebnisse genau untersuchter und rationell dimensionierter Brücken aufgestellt. Ähnliche Diagramme ergaben sich für andere Brückensysteme, wie z. B. Auslegerbrücken. Nach einer besonderen, vom Verfasser ausgearbeiteten Methode wurden die Kurven bis in den Bereich von so großen Spannweiten verlängert, für die bisher noch keine genauen Berechnungen vorliegen.

Der Gebrauch der Spezialstahle beim Brückenbau steckt noch in den Anfängen, es liegt bisher nur eine sehr geringe Anzahl ausgeführter Bauwerke vor. Auf Grund umfassender Untersuchungen ist der Verfasser zu der Überzeugung gekommen, daß es möglich ist, einen geeigneten Stahl mit einer Elastizitätsgrenze von 60 000 Pfund pro Quadratzoll (4200 kg/cm²) herzustellen, indem man zum gewöhnlichen Stahl etwa 3½% Nickel hinzufügt. Die infolge des Krieges eingetretene gewaltige Preissteigerung des Nickels macht jedoch seine Verwendung für die nächste Zeit unmöglich. Es entstand jedoch hierfür, aus den beim Automobilbau gemachten Erfahrungen hervorgehend, ein Ersatz im Metall Molybdän, das in der ganzen Welt in großen Mengen vorkommt und dessen Zusatz nach der Meinung des Verfassers einen auch für den Brückenbau vorzüglich geeigneten Spezialstahl ergibt. Der Molybdänzusatz vergrößert nicht nur die Zähigkeit des Stahls, sondern ermöglicht auch eine wirtschaftlichere Konstruktion. Nach der Untersuchung verschiedener Stahllegierungen kam der Verfasser zu der Ansicht, daß folgende Zusätze einen Spezialstahl mit idealen Eigenschaften ergeben: 0,25% Kohlenstoff, 0,75% Mangan, 0,75% Chrom, 0,75% Molybdän. Diese Legierung, die der Verfasser „Chromolstahl" nennt, wird vermutlich beim Bau weitgespannter Brücken noch umfangreiche Anwendung finden.

Berichtet von Dipl.-Ing. Knauff.

LITERATURSCHAU.

Gesammelt und geordnet von Regierungsbaumeister Dr.-Ing. W. Kunze, Privatdozent, Dresden.

Baustoffkunde.

101. Festigkeitserprobungen von Zement- und Streckmörteln. Von Dr. techn. Schloßberger, Z. d. österr. Ing.- und Arch.-Ver. 1920, Heft 51.

102. Druckfestigkeit von Voll- und Hohlsteinen. Beton u. Eisen 1921, Heft 1, S. 9—11.

103. Müllaschensteine. Kurze Mitteilung über die Barmener im Hochbau bis zu drei Geschossen bestens bewährten Steine, die 0,8—1,6 Raumgewicht haben und 70—100 kg/qcm Druckfestigkeit besitzen. Zentralbl. d. Bauv. 1921, Nr. 4, S. 27.

104. Die Verhäßlichung unserer Natursteinbauten durch Rauchgasstoffe, Staub und Wetterwirkung. Von Prof. Dr. phil. Heinrich Seipp, Erfurt. Neudeutsche Bau-Ztg. 1921, Heft 1/2, S. 2 u. folg.

105. Die Preisentwicklung am Baumarkt. Bauwelt 1921, Heft 2, S. 21, 1 Spalte.

Statik und Festigkeitslehre.

106. Wert eines mechanischen Praktikums für die Ingenieurausbildung. Von Dr.-Ing. Otto Schäfer, Hamburg.

107. Über die angenäherte Lösung von Stabilitätsproblemen im Raum mittels der elastischen Gelenkkette. Von Dr.-Ing. Heinrich Hencky, Dresden. Habilitationsschrift des Verfassers, veröffentlicht im Eisenbau 1920, Nr. 24, S. 437—452.

108. Schubspannung und Schubbewehrung nach den deutschen „Vorschriften" und den preußischen „Musterbeispielen". Von Privatdozent Prof. Dr.-Ing. Birkenstock, Berlin, Beton u. Eisen 1921, Heft 1, S. 14—15.

109. Schubbewehrung von Eisenbetonbalken mit beweglicher Belastung. Von Dr.-Ing. W. Hohmann, Essen. Beton u. Eisen 1921, Heft 1, S. 13—14.

110. Der durchlaufende Träger in den preußischen Bestimmungen für Eisenbetonbau. 1 Spalte (S. 28) im Zentralbl. d. Bauv. 1921, Nr. 4, von Privatdozent Prof. Dr.-Ing. Birkenstock.

111. Über Winkelstützmauern. Von Prof. A. Ostenfeld, Kopenhagen. Beton und Eisen 1921, Heft 1 und

Brückenbau.

a) Allgemeines.

— — — —

b) Hölzerne Brücken.

— — — —

c) Stein- und Betonbrücken.

— — — —

d) Eisenbetonbrücken.

— — — —

e) Eiserne Brücken.

112. Wiederherstellung der Brücke über die Wilia bei Janovo durch die Man, Gustavsburg. Eisenbau 1920, Nr. 24, S. 452—466.

113. Die Verschiebung der Eisenbahnbrücke über die Reuß bei der Fluhmühle in Luzern. Von Mytrill Dreyfus, bauleitendem Ingenieur der S. B. B., Luzern in der Schweiz. B.-Ztg. vom 20. Nov. 1920. Es handelt sich um die gleichzeitige Verschiebung der acht Paare von eisernen Balken-Fachwerksträgern um 9 m. Betriebsunterbrechung 3½ Tage. Zweck: Herstellung einer neuen Brücke mit drei Öffnungen in der alten Trace.

114. Die St. Vincent-Brücke bei Santos (Brasilien). Von C. Winterkamp, Dortmund. Z. d. V. d. I. 1921, Heft 1, S. 5—7. Vgl. Bauingenieur 1920, Nr. 17.

Hochbaukonstruktionen und Zementwaren.

115. Wärmedurchlässigkeit der Wandkonstruktionen. Zahlreiche Zahlenangaben nach Ermittlungen des städtischen Hochbauamtes von Zürich sind im Baumarkt 1921, Nr. 2, S. 21—22 wiedergegeben. Auch die Preise (in Franc) sind beigefügt.

Gründungsarbeiten usw.

— — — —

Wasserbau.

Gewässerkunde und Wasserwirtschaft, Wasserrecht, Wasserbewegung.

116. Das Ausgleichsgefälle geschiebeführender Gewässer. Von Ing. Dr. Joseph Puttinger. Österr. Monatsschr. f. d. öfftl. Baudienst usw. 1920, Heft 7, 8 und 9. I. Allgem. Teil, 1. Gefälle als Funktion der Geschiebegröße. Die Schleppkraftgleichung. 2. Die Gleichung der Längsprofillinie bei unveränderlicher Schleppkraftminderung. 3. Die Veränderlichkeit der Gefällsminderung. 4. Die Schleppkraft bei veränderlichem Θ. 5. Die Längsprofilslinie bei veränderlichem v. II. Die Ermittelung der Bestimmungsstücke gegebener Aufrißlinien und deren Konstruktion. 1. Allgemeines. 2. Rechnerisches Verfahren. 3. Zeichnerisches Verfahren. 4. Beispiele. III. Die Orientierung der Gefällslinie nach den gegebenen Bestimmungsstücken der Längsprofile.

Flußbau, Kanalbau, Seebau, Hafenbau, Schleusenbau.

117. Die preußischen Wasserstraßen in Vergangenheit und Zukunft. Vortrag von Ministerialdirektor Dr.-Ing. Sympher, Berlin, vor der preußischen Landesversammlung am 14. XII. 20. Abdruck mit 6 Abb. (meist Karten) im Zentralblatt d. Bauv. 1920, Nr. 2, S. 9—16.

118. Das Schlußstück des Mittellandkanals. Nach den Beschlüssen der preußischen Verfassung gebenden Landesversammlung am 4. XII. 20. D. B.-Ztg. 1921. Nr. 1, S. 7 u. 8.

119. Internationaler Wettbewerb für die Schiffbarmachung des Rheins von Basel bis in den Bodensee. Schweizerische Bau-Ztg. vom 1. I. und 8. I. 1921. Die Entwürfe (sieben) sind in der Zeit von April bis Juli 1920 eingegangen.

120. Der Rhein von Basel bis Konstanz als Großschiffahrtsstraße und Kraftquelle. Von Stadtbaurat Theod. Lutz, Techn. Beirat des Rheinschiffahrtsverbandes in Konstanz. Zentralbl. d. Bauv. 1921, Nr. 3, S. 20 bis 22.

Wehre, Talsperren, Wildbachverbauungen, Wasserkraftanlagen, Bewässerungen usw.

121. Gezeitenkraftwerk in England. Mitteilung über eine sehr großzügige Planung an der Severnmündung und über die abgefaßte Denkschrift sowie über die hierzu ablehnende Stellungnahme des „Engineering". Z. d. V. d. Ing. 1921, Nr. 3, S. 63.

122. Zur Frage der Ausfuhr elektrischer Energie. W. Kummer nimmt hierzu in der Schw. B.-Ztg. vom 1. I. 1921 Stellung (1 Seite).

123. Landeswasserversorgung Apuliens. Über den Bau der rd. 1600 km langen Groß-Wasserleitung wird ein ausführlicher Bericht in einem der nächsten Hefte des Bauing. erscheinen. Vom Standpunkte des Wasserfachmanns aus findet sich die Anlage beschrieben in dem Journal für Gasbel. und Wasserversorgung vom 13. Nov. 1920, wovon in der Z. d. V. d. Ing. 1921, Nr. 3, S. 69 ein kurzer Auszug gegeben ist.

Erdbau, Tunnelbau und Bergbau.

— — — —

Straßenbau.

— — — —

Eisenbahnbau und -betrieb.

124. Schwerer Unfall bei Gleichstrom-Nutzbremsung auf der „Chicago, Milwaukee & St. Paul Rd." Nach Electric Railway Journal berichtet W. Kummer in der Schweiz. Bau-Ztg. vom 8. Jan. 1921 über ein völliges Bremsversagen und die damit verbundenen Unfallserscheinungen, wie es bei der verspäteten Einschaltung der Gleichstrom-Nutzbremse eingetreten ist.

125. Die elektrische Zugförderung auf den Berliner Bahnen. Von Reg.- u. Baurat Wechmann. Z. d. V. d. Ing. 1921, Nr. 1, S. 1—4, mit 9 Abb.

126. Die AEG-Schnellbahn Gesundbrunnen—Neukölln. Von Baurat Manke, Berlin. Verkehrstechnik 1921, S. 3—8.

127. Führung der Berliner Hoch- und Untergrundbahn durch bebaute Viertel. Von Dr.-Ing. Kemmann. Zentralbl. d. Bauv. 1921, Nr. 3, S. 22/23.

128. Hausunterfahrungen der AEG-Schnellbahn Gesundbrunnen—Neukölln. Von Regbmstr. a. D. Ismer, Berlin-Friedenau. Tiefbau 1920, Nr. 102 u. 103 mit 8 Abb.

Eisenbetonbau.

(Eisenbetonbrücken siehe unter Brückenbau.)

129. Neuzeitliche Fabrikneubauten in den Vereinigten Staaten von Nordamerika. Von Ing. Otto Schlich, Leiter der Eisenbahnabt. der White Construction Co., New York. Beton u. Eisen 1921, Heft 1 ff.

130. Sicherung eines Kirchenneubaues gegen Bergschäden (Liebfrauenkirche in Hamborn-Bruckhausen). Von E. Elwitz, Düsseldorf. Beton und Eisen 1921, Heft 1, S. 1—4, mit 6 Abb.

131. Einsturz eines Wasserbehälters in Toledo, Ohio. Einsturz einer Pilzdecke. Beton u. Eisen 1921, Heft 1, S. 17.

132. Stapellauf des ersten deutschen Eisenbeton-Motorseglers. Beton und Eisen 1921, Heft 1, S. 14—17, mit 7 Abb.

133. Weinbehälter aus Eisenbeton. ¾ Spalte Fragenbeantwortung in Beton und Eisen 1921, Heft 1, S. 19, durch Schäfer.

134. Eisenbahnwagenkasten aus Eisenbeton. Von Ing. Gensbaur, Kladno. Beton und Eisen 1920, Heft 19/20, Seite 237, u. 1921, Heft 1.

Eisenbau.

(Eisenbrücken siehe unter Brückenbau.)

— — — —

Holzbau.

— — — —

Geodäsie.

135. Die stereometrische Geländevermessung. Von Dr. Robert Helbling in Flums. Schweiz. Bau-Ztg. vom 1. und 8. Jan. 1921.

Städtebau und städtischer Tiefbau.

136. Die Entmanganung von Trinkwasser. Z. d. V. d. Ing. 1921, Nr. 3, S. 75.

Kunst im Ingenieurwesen. Wirtschaftliches. Personalnachrichten. Vereinsnachrichten. Standesvertretung. Sonstiges.

137. Der österreichische Normenausschuß für Industrie und Gewerbe. Von Richard Lotties, Taylor-Zeitschr. 1920, Heft 9/10.

138. Wie kann sich der Techniker mehr Bedeutung in der Öffentlichkeit verschaffen? Eisenbau 1920, Heft 24, S. 466—468.

139. Ingenieur — Ingner — Dr.-Ing. Von Wirkl. Geh. Oberbaurat Dr.-Ing. Dr. phil. Otto Sarrazin, Zentralbl. d. Bauv. 1921, Nr. 4, S. 25. Eine Seite Erörterungen über die Verdeutschung von „Ingenieur", wobei der Bildung „Ingner" der Vorzug gegeben wird.

140. Baurat Dr.-Ing. e. h. Emil Böhmler, Mannheim †. Nachruf in der D. B.-Ztg. 1920, Nr. 104, S. 498.

141. Dr.-Ing. Alexander Rüdell †. Nachruf im Zentralbl. d. Bauv. 1921, Nr. 1, S. 3 (mit Bild).

KURZE TECHNISCHE BERICHTE USW.

Hohlsteineinsätze.

Von Oberstaatsbahnrat Ingenieur Leopold Herzka, Wien.

Das Bauwesen der Nachkriegszeit ist gekennzeichnet durch Materialknappheit und teure Arbeitskräfte; daher erklärt sich das auf allen Gebieten erkennbare Bestreben, Bauformen zu schaffen und Bauweisen einzuführen, welche die Materialmenge ebenso wie den Arbeitsaufwand auf ein Mindestmaß einzudämmen geeignet sind.

Aus diesem Bestreben heraus hat sich unter anderem auch der Hohlsteinbau entwickelt. Es ist nicht zu leugnen, daß den meisten Hohlsteinsystemen ein hoher wirtschaftlicher Wert insofern beizumessen ist, als neben der durch ihre Verwendung erzielten Materialersparnis sich auch noch eine Herabsetzung der Arbeitszeit ergibt; denn mit der Versetzung eines die übliche Größe der Ziegelformate um ein Vielfaches überschreitenden Steines ist die Herstellung eines wesentlich größeren Mauerwerkskörpers möglich, als dies mit den im Gebrauch stehenden Ziegeln der Fall ist. Aus dem eben angeführten Grunde verringert sich auch der Verbrauch an Mörtelspeise.

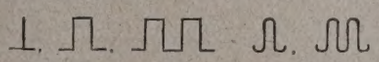
Die Erfinder der meisten Hohlsteinarten haben sich nun vornehmlich die Aufgabe weitestgehender Baustoffersparnis gestellt, aber der Frage eines ausreichenden Wetterschutzes und der Wärmeisolation nicht die gebührende Würdigung geschenkt. Sie begnügten sich mit der nur zum Teil zutreffenden Annahme, ein Hohlkörper biete hinreichenden Schutz gegen die vorerwähnten Einflüsse. Erfahrungen und Versuche mit verschiedenen Hohlsteinsystemen haben aber die Haltlosigkeit dieser Ansicht bestätigt, und so ist es zu erklären, daß in neuerer Zeit Hohlsteinsysteme auf den Markt gebracht werden, in welchen durch weitestgehende Unterteilung der Hohlräume nach Länge, Quere und Höhe diese in nach allen Richtungen geschlossene Luftpolster aufgelöst werden, denen, wie durch zahlreiche Versuche im Laboratorium und am Bauplatze festgestellt wurde, die Eigenschaft eines ausreichenden Wetter- und Wärmeschutzes innewohnt. Dr. Knoblauch und Dr.-Ing. Hencky[1]) bemerkt ausdrücklich, „daß ein geringer Wärmedurchgang, wie ihn die heiztechnischen Forderungen verlangen, gerade mit solchen Stoffen erzielt wird, die möglichst viel Luft, in kleinsten Räumen verteilt, enthalten".

Großräumige Hohlsteine hat man vielfach dadurch wärmeundurchlässig zu machen versucht, daß man die Hohlräume mit schlecht leitendem Stoff wie Kohlenlösche, Asche, Sand usw. ausgefüllt hat, wodurch, allerdings auf Kosten der Wirtschaftlichkeit und Salubrität, Wärme- und Wetterschutz erreicht werden konnte.

Mehrzelligen bzw. kleinzelligen Hohlsteinen wieder, welche stoffeinheitlich die Unterteilung der Quere nach besitzen, haften wieder insofern Nachteile an, als einerseits das teuere Baumaterial, das aus statischen Gründen mit Vorteil nach den tragenden Außenwänden versetzt werden müßte, nach dem Innern verschoben wird, so daß es seiner Bestimmung, tragend zu wirken, zum Teil entzogen wird, wodurch anderseits aber die Herstellung sich verteuert.

Nicht zu übersehen ist eben auch, daß derartig ausgebildete Hohlsteine dünnwandig gehalten werden müssen, soll die Materialökonomie nicht leiden und ferner, daß solche Steine bei nicht genauer Versetzung übereinander, also bei nicht zu vermeidendem exzentrischen Einbau, einen Teil ihrer Tragfähigkeit einbüßen. Es liegt auf der Hand, Systeme zu suchen, welche die Unterteilung in Kammern mit Umgehung des teuren Baumaterials, also durch Verwendung minderer Stoffe, anstreben. Systeme dieser Art liegen bereits vor.

Die vom Verfasser zum Patent angemeldeten Hohlsteineinsätze bezwecken, die Mehrzahl der bestehenden Hohlsteinsysteme für den Wärme- und Wetterschutz in einfachster Weise geeignet zu machen; sie haben den Vorteil, daß die seitens vieler Erfinder aufgewendete, kostbare geistige Arbeit nicht ganz verloren geht. Durch einfache Unterteilung der jedem System eigentümlichen Hohlräume nach den zwei oder drei orthogonalen Richtungen lassen sich ruhende Luftpolster von hinreichend kleinem Ausmaß herstellen, wodurch, wie insbesondere Prof. Hencky nachweist, ein höherwertiger Ersatz für das Vollmauerwerk erreicht wird. Diese für sich standfesten Einlagen, welchen man je nach System und Bedarf eine



usw. Form geben kann, können aus Eternit, imprägnierten Holzbrettchen aus Wellpappe, Betonplättchen usw. bestehen und lassen sich, wenn einmal ihre Form festgelegt ist, fabrikmäßig und daher verhältnismäßig billig herstellen. Ihre Verlegung erfolgt, was auch ein besonderer Vorteil ist, während des Baues — in den bereits versetzten Stein.

[1]) „Der Wärmeschutz der Gebäude, ein Grunderfordernis sparsamer Bauweise." Reichsverband zur Förderung sparsamer Bauweise. Sitzungsberichte des Arbeitsausschusses. (Probeheft.)

Beton-Pfeilergründung mit fertiger, abgesenkter Unterwasserschalung.

Im Jahre 1916 begann die amerikanische Südbahn ihre 40 Jahre alte, eingleisige, eiserne Brücke über den Tennessee bei Chattanooga zweigleisig umzubauen, weil sie den Verkehr nicht mehr bewältigen konnte und den gesteigerten Achslasten nicht mehr genügte. Die alten Pfeiler sollten verbreitert und schwerere Eisenüberbauten mit unveränderter Spannweite aufgelegt werden. Diese betrugen rund 6×64 m, 1×70 m und 1×96 m (Zugbrücke über Durchfahrtsöffnung). Bei Eintritt Amerikas in den Krieg 1917 wurde der Bau, der fast bis zur Beendung der Mauerarbeiten gediehen war, unterbrochen, um bis August 1919 zu ruhen (!).

Nunmehr sollte die Brücke mit äußerster Beschleunigung vollendet, namentlich aber auch der Unterbau vor Eintritt des Winters endgültig fertiggestellt und verhütet werden, daß die Rüstungen in das Winterhochwasser kämen, das bis 16½ m über N. W. steigt. Deshalb änderte man den ganzen Entwurf, schaltete in jede Öffnung einen Zwischenpfeiler ein und wählte für die Überbauten Blechträger von rd 32 und 35 m Spannweite. Auch die Gründung und Ausführung der neuen Pfeiler sollte nicht bis in die Hochwasserzeit reichen. Dies führte zu der wohl einfachsten möglichen Bauweise: Rund 7 m unter N. W. steht im Flußbett Felsen an, auf den schon die alten Pfeiler gegründet sind. Die neuen Pfeilerstellen wurden frei gebaggert und dann dort eine Art offener Holzkästen versenkt, die zugleich als Fangedamm, Senkkasten und Schalung für die Pfeilerkörper dienten. Die Senkkästen, oder Senkrahmen, hatten also die Form der Pfeiler — 5,0×12,2 m —, waren aus wagerecht liegenden, 30×30 cm starken Balken gefügt und gehörig versteift und schwimmend an Ort gebracht worden. Die Unebenheiten der Felssohle wurden mit niedergetriebenen Bohlen an der Innenseite der Kästen ausgeglichen. Zur weiteren Dichtung der Bodenfuge ließ man von außen Baggergut anschütten und im Innern von Tauchern mit Beton gefüllte Säcke einbringen. Nunmehr begann die Betonierung unter Wasser. Man benutzte dazu einen Senkeimer mit Bodenentleerung, der von einem Schwenkkran auf einer Schute bedient wurde. Seine Füllung erhielt er aus einem turmartigen Bunker auf einer zweiten Schute. Bereitet wurde der Beton in einer großzügig angelegten Mischanlage am Ufer und mittelst einer Kabelbahn von 1220 m Spannung herangeschafft. Das Mischungsverhältnis ist nicht angegeben. Das Fortschreiten der Betonarbeiten unter Wasser wurde dauernd durch Peilen oder auch durch Taucher geprüft.

Nachdem so die Pfeiler bis ½ m unter N. W. hochgeführt waren, wurde für den aufgehenden Teil Schalung gestellt und die Arbeit in genau der gleichen Weise fortgesetzt, nur mit dem Unterschied, daß man auch noch die Förderung mit dem Eimer ausschaltete, vielmehr den Bunker so hoch auf den Rand der Schalung stellte, daß der Beton mit einer Schüttrinne unmittelbar in die Form und an jede Stelle entleert werden konnte. Die Zuführung des Betons auf der Kabelbahn machte keine Schwierigkeiten dabei. Rund 4000 cbm Beton sind auf diese Weise eingebaut worden.

Nach Vollendung der neuen Pfeiler wurden die alten Brückenüberbauten vorübergehend seitlich verschoben und die neuen für das eine Gleis mit Kränen eingesetzt. Im Januar 1920 konnte dieses bereits befahren werden. Die Auswechselung des alten Tragwerks ist anschließend ausgeführt worden. (Railway Age 1920, Nr. 15).

Gl.

Die Schleusen zum Abschluß der Zuidersee

schlägt Ing. de Blocg van Kuffeler in De Ingenieur Nr. 17 vom 24. April 1920 vor in offener Baugrube herzustellen, während Prof. A. S. Buisman in De Ingenieur Nr. 15 vom 10. April 1920 vorgeschlagen hat, sie nach dem Vorbild der neuen großen Schleuse für Ymuiden als Schwimmkörper anzuschleppen und an Ort und Stelle zu versenken.

Kuffeler führt für seinen Vorschlag folgende Gründe an:

1. Die Zuiderseeschleusen werden erheblich kürzer als die Schleuse Ymuiden bei etwa gleich großem zu kehrenden Wasserspiegelunterschied, so daß die Gefahr der Unterspülung bei ersteren mehr ins Gewicht fällt.

2. Die Ymuidener Schleuse kommt auf feinen Dünensand zu stehen, bei welchem kleine Unebenheiten der Gründungsfläche bei der Belastung sich ausgleichen werden, während die Zuiderseeschleusen großenteils auf harter, zäher Klailage zu gründen sind, bei welcher solche Ausgleichung zum mindesten zweifelhaft ist.

3. liegt die Gründungsfläche in Ymuiden im stillen Wasser mit konstantem Wasserstand, während der Zuiderseeabschluß in offener See erfolgen muß, so daß zumal bei sehr hartem, zähem Baugrunde große Gefahr besteht, daß man selbst bei Anwendung besonderer Maßregeln keine gehörig ebene Gründungsfläche erzielt. Die von Ing. A. Meyers in De Ingenieur Nr. 7 vom 14. Februar 1920 mitgeteilten, mit Baggerungen für Kaimauergründungen auf Senkkasten gemachten Erfahrungen mahnen da zu besonderer Vorsicht.

Beim Schleusenbetrieb wird eine sehr starke Strömung in bestimmten Fällen entstehen, welche besondere Sicherung der Sohle vor der Schleuse erfordert.

Alldem könne bei Erstellung in trockener Baugrube viel besser Rechnung getragen werden als bei Versenkung. Die Herstellung einer trockenen Baugrube in offener See mache keine größeren Schwierigkeiten als die Eindeichng eines N. W.-Polders, wenn der Wasserspiegelunterschied in beiden Fällen etwa gleich groß sei, zumal bei der Vermalung der Gründung den örtlichen Umständen entsprechend keine besonderen Schwierigkeiten zu erwarten seien.

Dresden, 19. November 1920.

Kummer.

Messung des Auftriebs unter einem Staudamm aus Betonmauerwerk.

Beim Bau des zum Aufstau des Great-Miami-Flusses dienenden Island Park-Dammes in Dayton, Ohio, wurden interessante Messungen zur Bestimmung des unter dem Damm wirksamen Auftriebs vorgenommen (s. Eng. News-Rec. Nr. 21, 1920). Der Baugrund bestand aus Sand und Kies mit einer geringen Beimengung von Ton und einer darüber lagernden Geröllschicht von etwa 60 cm Stärke. Dieses Geröll wurde an der Baustelle zum größten Teil entfernt, so daß die beim Bau gerammte Spundwand auf der Talseite bis zu einer Tiefe von 1,20 m ohne schützende Anschüttung war. Der Damm bildet ein Überfallwehr mit sowohl tal- wie bergseitig anschließenden Abfallböden, das Konstruktionsmaterial bestand aus Beton. Es war beabsichtigt, den Zusammenhang zwischen dem aufgestauten Wasser und dem dadurch erzeugten Auftrieb unter dem Damm durch Messungen festzustellen. Da diese Absicht jedoch erst nach Beendigung des Krieges ausgeführt werden konnte, so hatte sich unterdessen im Staubecken eine Schlammschicht von 5 bis 20 cm Stärke abgelagert, die einen wesentlichen Einfluß auf das Ergebnis der Messungen ausübte. Die hierfür getroffene Einrichtung bestand aus einem System von 1-zölligen Röhren, die von der talseitigen Böschung des Dammes durch das Betonmauerwerk hindurch zu verschiedenen Punkten unter dem Fundament des Dammes und des anschließenden bergseitigen Abfallbodens führten. Das untere Ende jeder Röhre endete in einer mit grobem Kies ausgefüllten Bodenvertiefung, auf das obere Ende war eine mit einem Gewinde versehene Muffe aufgesetzt, in welche ein Verschlußstöpsel eingeschraubt war. Sollte eine Messung vorgenommen werden, so wurde der Stöpsel durch ein kurzes senkrechtes Röhrenstück ersetzt, in dem dann der Wasserstand genau festgestellt werden konnte. Aus diesem konnte dann auf den am unteren Ende der Röhre herrschenden Auftrieb geschlossen werden. Eine unerwartete Entdeckung wurde bei diesen Messungen gemacht, nämlich daß sich unter dem Damm in beträchtlicher Menge Gas angesammelt hatte, das durch die geöffneten Prüfröhren ausströmte, so daß zeitweise eine 30 cm hohe Flamme unterhalten werden konnte. Das Gas bestand offenbar aus Methan, das durch Zersetzung organischer Bestandteile im Kies entstanden war. Das unter dem Damm wie in einem Gasbehälter angesammelte Gas vergrößerte natürlich den schon durch das Wasser für sich verursachten Auftrieb. Als bemerkenswertestes Ergebnis ist anzuführen der geringe Wasserdruck, der sich bei einer dicht oberhalb der bergseitigen Spundwand endigenden Röhre ergab. Dieser Wasserdruck war kleiner als dem oberhalb der Meßstelle befindlichen Wasserstand entsprach, was unmittelbar auf die Wirkung der oben erwähnten abdichtenden Schlammschicht zurückzuführen ist. Ferner ergab sich, daß die Spundwand einen beträchtlichen Druckabfall verursachte.

Nach der üblichen für die Ermittlung des Auftriebs unter Staudämmen angewandten Theorie folgt die Strömung der Berührungsfläche des Dammes mit seinem Untergrund. Stößt die Strömung auf Spundwände, so füllt das Wasser an der Bergseite derselben und steigt an der anderen Seite wieder hoch. Der Wasserdruck unter dem Damm nimmt hiernach proportional mit der Entfernung von der Oberwasserseite des Dammes ab. Der Vergleich mit den angestellten Messungen ergibt, daß die Theorie nur teilweise der Wirklichkeit entspricht. Spundwände sind offenbar imstande, den Auftrieb zu verringern, aber das Maß der Verringerung steht nicht im Einklang mit der Theorie. Infolge der erwähnten Umstände (Ablagerung von Schlamm im Staubecken, Bildung von Erdgas) konnte aus den Messungsergebnissen kein einwandfreier Schluß gezogen werden. Jedenfalls verkleinert die Schlammablagerung den Auftrieb beträchtlich, während anderseits die Bildung von Gas eine große Gefahrquelle für den Damm darstellt, und muß bei Ausbildung des Dammquerschnitts darauf geachtet werden, daß die Ansammlung von Gas darunter unmöglich wird, sondern daß ein seltliches Entweichen desselben stattfinden kann.

Die Herstellung von Schlacken-Mauersteinen.

Das übliche Verfahren der Herstellung von Schlackensteinen aus granulierter Hochofenschlacke und Kalk ist bekannt und wird schon seit 1865 betrieben. Die Steine werden hierbei einfach verpreßt und an der Luft zur Erhärtung aufgestellt. Nebenher hat man zur Abkürzung der Erhärtungsdauer auf einige Stunden die Kalkschlackensteine wie die Kalksandsteine nach der Formung unter Dampfdruck gesetzt. Außer Hochofenschlacke kommen als Rohstoff alle Arten Kohlenschlacken, wie sie als gewöhnlicher Abfall allenthalben entstehen in Frage. Nachdem die Notlage ein Zurückgreifen auf alle irgendwie verwendbaren Stoffe zur Pflicht gemacht hat, sind viele Stadtverwaltungen und Siedlungsgesellschaften zur Verwertung der Gasschlacken in dieser Richtung übergegangen (Berlin, Elberfeld, Nürnberg u. a.). Hierbei ist als Bindemittel häufig Portlandzement, z. T. unter Beimischung von hydraulischem Kalk, verwendet worden. Von der Hochofenschlacke unterscheiden sich die Schlackenrückstände der Gaswerke usw. oft durch das Vorhandensein freien Schwefels. Es ist bekannt, daß der Zement und ebenso der Kalk dem Einfluß der sich bildenden schwefligen Säure auf die Dauer nicht standhalten kann. Es ist deshalb dafür Sorge zu tragen, daß nur schwefelfreie Schlacke zur Verwendung kommt. Umfangreiche Versuche und Beobachtungen in der Praxis sollen ergeben haben, daß durch längeres Lagern im Freien, verbunden mit mehrfachem Umwenden, eine Auslaugung des Schwefels durch Regen und Sonnenschein insoweit herbeigeführt werden kann, daß schädliche Wirkungen auf die Bindemittel nicht mehr eintreten, denn bei einem Gehalt von weniger als 2 v. H. freien Schwefels seien solche Schädigungen nicht zu befürchten. Wie ein möglichst geringer Schwefelgehalt der Schlacken für die Dauerhaftigkeit der Steine, so ist eine hohe Festigkeit der Schlacken für deren Festigkeit Voraussetzung. Eine Zerkleinerung der Schlacken ist meistens erforderlich. Man verwendet zum groben Vorbrechen Schlackenbrecher und zur weiteren Zerkleinerung ein Walzwerk. Bei dem Schlackensteinwerk der Stadt Berlin wird für solche Zwecke die Stampfmaschine von Dr. Gaspary, Leipzig-Markranstädt, verwendet. Bei 12 mm Korngröße und einem Mischungsverhältnis von einem Teil Zement und 10 Teilen Schlacken hat sich daselbst eine Druckfestigkeit von 35—38 kg/qcm erzielen lassen. Wegen der porigen Natur der Schlacken ist meistens ein reichlicher Wasserzusatz erforderlich. Die Scharfkantigkeit der Schlacken macht in den Mischmaschinen eine besonders widerstandsfähige Ausrüstung erforderlich, wie sie von der Industrie auch bereits in den Handel gebracht wird. Das Stampfen der Steine wird naturgemäß ebenfalls zweckmäßig in Maschinen vorgenommen. Eine sofortige Ausschalung der Steine ist wegen der Nässe des verarbeiteten Gutes nicht möglich, doch können regelrecht hergestellte Steine nach 2—3 Tagen aus der Form genommen werden. Bei der Aufstapelung ist bei der Übereinanderschichtung auf die zunächst noch verhältnismäßig geringe Widerstandsfähigkeit der Steine Rücksicht zu nehmen. Wenn die Steine 4—6 Wochen alt sind, können sie ohne weiteres verwendet werden.

B.

Eine Postuntergrundbahn in London.

Die Z. d. V. d. Eisenb.-Verwalt. vom 15. 9. 1920 enthält eine Mitteilung über diese in den Kriegsjahren in London erbaute Anlage, die für deutsche Verhältnisse etwas durchaus Neuartiges ist. Die Bahn ist zweigleisig und hat 61 cm Spur. Der Tunnel, in dem beide Gleise nebeneinander verlegt sind, hat 2,75 m Durchmesser. Er liegt 8,5 bis 26,5 m unter der Straße, um alle Rohrleitungen und öffentlichen Untergrundbahnen usw. zu unterfahren und um Kreuzungen der Postlinien in verschiedenen Höhen übereinander vornehmen zu können. Die Bahn verbindet die verschiedenen Postämter Londons untereinander und vermittelt namentlich den Paket- und Briefverkehr. Die Züge werden von Zentralen aus gesteuert, haben also keine Führung auf der Maschine. Die Verkehrssicherheit wird dadurch herbeigeführt, daß nicht entblockte Strecken keinen Strom führen.

Kze.

Elektrische Nietwärmer. *)

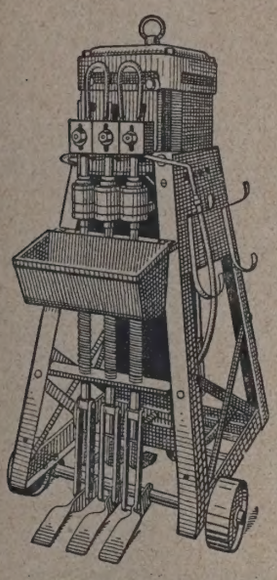
Zum Erhitzen von Nieten auf die zur Bildung des Schließkopfes erforderliche Temperatur kamen seither in Kleinbetrieben Schmiedefeuer, in Mittel- und Großbetrieben Nietwärmöfen mit Kohlen-, Koks-, Gas- und Ölfeuerung in Anwendung. Diese Einrichtungen haben im Vergleich mit den neuen elektrischen Nietwärmern mannigfache Nachteile, die in der Belästigung der Arbeiter durch Rauch, Staub, Funkenflug und ausströmende Hitze, in dem Verbrennen von Nieten, selbst bei geringer Unaufmerksamkeit des Arbeiters, und in dem langsameren Erwärmen begründet sind.

Einen von der AEG hergestellten fahrbaren Nietwärmer zeigt die Abb. Der Transformator setzt die Netzspannung auf die Gebrauchsspannung von etwa 3 Volt herab. Er besitzt primärseitige Anzapfungen, die mittels eines Umschalters die Reglung der Stromaufnahme und damit der Hitzeentwicklung gestatten. Die sekundäre Wicklung führt zu wassergekühlten Einspannstellen, von denen die unteren beweglich angeordnet sind, den Nietköpfen entsprechende Vertiefungen tragen und durch Federn nach oben gedrückt werden.

Bei der Bedienung hat der Arbeiter beide Hände zum Einsetzen und Herausnehmen der Nieten frei; zum Einspannen eines Nietes wird einer der Fußhebel nach unten bewegt, die dazugehörige Elek-

*) Wir glauben diese soeben eingegangene Mitteilung über das deutsche Erzeugnis auf diesem Gebiete nicht unterlassen zu dürfen, nachdem wir im Heft 17, 1920 die amerikanischen Ausführungen besprochen haben. Die Schriftleitung.

trode senkt sich und gestattet das mit einer Zange dem vorne sichtbaren Kasten entnommene kalte Niet einzusetzen. Beim Loslassen des Fußhebels spannt sich das Niet selbsttätig fest und gleichzeitig beginnt der Stromdurchgang. Infolge der hohen Stromstärke wird es in kurzer Zeit auf die gewünschte Hitze gebracht; normalerweise erfolgt die Entwicklung der Hitze derart, daß der Kopf schwarz, der Schaft rotwarm und das Schaftende weißwarm wird. Es ist jedoch auch möglich, die Hitze nach anderen Gesichtspunkten zu verteilen, beispielsweise so, daß der Kopf und der Schaft rotwarm, das Schaftende weißwarm, oder daß der Kopf rotwarm und der ganze Schaft weißwarm wird.



Die Nieteinspannstellen werden abwechselnd beschickt; während ein Niet erwärmt wird, kann ein anderes genügend erhitztes Niet herausgenommen und ein kaltes an seine Stelle gesetzt werden. Wegen der Möglichkeit, den Strom mittels eines Schalters feinfühlig zu regulieren, werden Überhitzungen und Verbrennungen des Nietschaftes unbedingt vermieden; eine weitere Sicherung gegen diese Gefahr bietet die Anordnung eines selbsttätigen Ausschalters, der die Nieterwärmung von der Aufmerksamkeit des Arbeiters unabhängig macht.

Die elektrische Erhitzung der Nieten ist reinlich und sehr bequem; die vollkommene Durchbildung des elektrischen Teils des Apparates gewährleistet im Verein mit der fast verlustlosen Art der Erwärmung durch den Widerstand, den das Nietmaterial dem Durchfließen des Stromes entgegensetzt, einen hohen Wirkungsgrad. Diese Art der Nieterwärmung erfordert vom wirtschaftlichen Standpunkte den kleinsten Brennstoffaufwand, um so mehr, da nur für die Zeit der Erwärmung dem Verteilungsnetze elektrischer Strom entnommen wird. Der Fortfall der Beschaffung von Brennstoff für die Nieterwärmung bzw. sein Freiwerden für andere Zwecke bringen in vielen Betrieben Vorteile. Auch bezüglich der Arbeitskosten ist dies infolge der einfachen Bedienungsweise und des Fortfalls der Bedienung während der Arbeitspausen der Fall.

Die AEG stellt Nietwärmer in drei Größen mit Stromaufnahme von 7,5, 15 und 25 kW her. Die 15-kW-Type, die in der Abb. gezeigt ist, gestattet die gleichzeitige Erhitzung von drei Nieten je 13 mm Durchmesser und kleiner und von zwei Nieten von 19 mm Durchmesser, die 7,5-kW-Type von zwei Nieten je 10 mm Durchmesser bzw. von einem Niet 13 mm Durchmesser.

Einen Anhalt über die Erwärmungsdauer und den Stromverbrauch für Nieten verschiedener Abmessungen gibt nachstehende Zusammenstellung:

Nietdurchmesser in mm .	5	6	10	12	12	16	18
Nietlänge in mm	25	25	35	30	60	40	60
Erwärmungsdauer in Sek.	6	6	8	10	12	11	14
Stromverbrauch in kW .	0,8	1,3	4,4	5,6	8,4	13,1	23,1

Zweigelenkrahmen ohne Biegungsmomente.

In der Auseinandersetzung zwischen Herrn Dr.-Ing. Gärtner und Herrn Dipl.-Ing. Fechner über dieses Thema wurde bemerkt, daß in meinem Buche „Rahmenformeln", 2. Auflage, bei den Fällen Seite 37 und Seite 44 der von Gärtner aufgestellte Satz (siehe dort) noch nicht beachtet worden sei. Dies ist zutreffend. In der soeben im Druck befindlichen neuen Auflage sind die betr. Formeln und auch die Momentenlinien entsprechend abgeändert worden.

Kleinlogel.

WIRTSCHAFTLICHE MITTEILUNGEN.

VEREINSNACHRICHTEN.

Vorläufige Tagesordnung für die 24. Hauptversammlung des Deutschen Beton-Vereins am 9., 10. und 11. März 1921, vormittags 9½ Uhr im Kaisersaal des Weinhauses „Rheingold", Berlin.

Am Mittwoch, 9. März 1921, vormittags 9½ Uhr.

Innere Angelegenheiten des Vereins. Nur für Mitglieder.

1. Jahresbericht des Vorstandes (Geschäftlicher Teil).
2. Rechnungslegung durch den Schatzmeister; Bericht der Rechnungsprüfer; Entlastung des Vorstandes.
3. Vorlage des Voranschlages für 1921.
4. Anträge des Vorstandes:
   a) die Erhebung von Sonderbeiträgen zu beschließen, und zwar
      M 20,— für den Anteil für das Vereinsjahr 1920,
      M 60,— „ „ „ „ „ „ 1921;
   b) den Jahresbeitrag für außerordentliche Mitglieder von M 80,— auf M 150,— zu erhöhen und demzufolge den § 5 Absatz 4 der Satzung wir folgt zu fassen:
      „Außerordentliche Mitglieder zahlen ab 1. Januar 1921 einen Jahresbeitrag von M 150,—."
5. Neuwahl von 4 Vorstandsmitgliedern nach § 6 der Satzung. Es scheiden aus die Herren:
   Dr.-Ing. e. h. Alfred Hüser, Dr.-Ing. e. h. Koenen, Wilhelm Langelott, Otto Meyer.
   Neuwahl von 2 Vorstandsmitgliedern an Stelle der verstorbenen Herren Albert Brandt und G. Mölders.
6. Wahl von 3 Rechnungsprüfern (derzeit die Herren Hugo Hüser, Schwenzow, Spithaler).
7. Beschlußfassung über Abhaltung einer Wanderversammlung gemäß § 9 der Satzung.
8. Allgemeine Aussprache über Wünsche und Anfragen aus dem Kreise der Mitglieder.

Am Mittwoch, 9. März 1921, nachmittags 2½ Uhr.

Allgemeines, Vorträge und Besprechungen technisch-wissenschaftlicher Art. Für Mitglieder des Deutschen Beton-Vereins, des Bundes der Deutschen Zementwaren- und Kunststeinindustrie und Gäste.

1. Bericht über die Tätigkeit des Röhren- und Betonwerkstein-Ausschusses (Berichterstatter Herr Regierungsbaumeister Dr.-Ing. W. Petry, Obercassel [Siegkreis]).
2. Vortrag des Herrn Hermann Arns (Vereinigte Steinwerke G. m. b. H.), Kupferdreh über:
   „Vorsatzbeton und Steinputzmischungen für Betonwerkstein und Fassaden." Lichtbildervorführung bemerkenswerter Ausführungen.
3. Vortrag des Herrn Regierungsbaumeisters Dr.-Ing. Petry, Obercassel (Siegkreis) über:
   „Die Verwendung von Muschelkalkbeton-Werkstein beim Bau der Lutherkirche in Freiburg i. Baden." (Mit Lichtbildern.)
4. Verschiedenes (Mitteilungen über neue Erfahrungen auf dem Gebiete der Betonwerksteinindustrie und des Betonbaues).

Am Donnerstag, 10. März 1921, vormittags 9½ Uhr.

5. Jahresbericht des Vorstandes (Allgemeiner Teil) (Berichterstatter Herr Regierungsbaumeister Dr.-Ing. W. Petry, Obercassel [Siegkreis]).
6. Bericht über die Mitwirkung des Deutschen Beton-Vereins im Deutschen Ausschuß für Eisenbeton (Berichterstatter Herr Regierungsbaumeister Dr.-Ing. W. Petry, Obercassel [Siegkreis]).
7. Bericht über die Tätigkeit des Ausschusses zur Einführung einer praktischen Tätigkeit für die Studierenden des Bauingenieurwesens (Berichterstatter Herr Regierungsbaumeister Dr.-Ing. W. Petry, Obercassel [Siegkreis]).
8. Vortrag des Herrn Professors O. Colberg, Hamburg, über:
   „Unterfangungsarbeiten des Altbaues des Generaldirektionsgebäudes der Hamburg-Amerika-Linie." (Mit Lichtbildern.)
9. Vortrag des Herrn Dipl.-Ing. Brammer der Firma Rudolf Wolle, Leipzig, über:
   „Bauten zur Besserung der Kohlenwirtschaft im mitteldeutschen Kohlengebiete (in der Nachkriegszeit)." (Mit Lichtbildern.)

10. Vortrag des Herrn Baumeisters Löser der Firma Kell & Löser, Dresden, über:
„Die Gütevorschriften für Beton." (Mit Lichtbildern.)

Am Freitag, 11. März 1921, vormittags 9½ Uhr.

11. Vortrag des Herrn Ingenieurs Albert Marx der Firma Cementbaugesellschaft Johannes Mueller, Marx & Cie., Berlin, über:
„Die Götaälf, ihr Bau und Stapellauf." (Mit Lichtbildern.)
12. Vortrag des Herrn Oberingenieurs Kisse der Eisenbetonschiffbau-Akt.-Ges., Bremen, über:
„Neuere Schiffbauausführungen." (Mit Lichtbildern.)
13. Vortrag des Herrn Direktors Dr.-Ing. H. Marcus der Firma Huta, Hoch- und Tiefbau- A.-G., Breslau, über:
„Neuere Ausführungen trägerloser Pilzdecken." (Mit Lichtbildern.)
14. Vortrag des Herrn Dr.-Ing. Lührs der Firma Schäffer & Co., Duisburg, über:
„Mitteilungen über ausgeführte Kohlensilos." (Mit Lichtbildern.)
15. Vortrag des Herrn Oberingenieurs Hans Schlüter der Firma Deutsche Torkret-Baugesellschaft, Berlin, über:
„Das Beton-Spritzverfahren." (Mit Lichtbildern und kinematographischen Aufnahmen.)
16. Besprechung von Versammlungsteilnehmern etwa gestellter Fragen.

Am Schluß der Versammlung ist Gelegenheit geboten, Fragen aus dem Teilnehmerkreise zu beantworten. Es wird gebeten, schriftlich gestellte Fragen in einem dazu bereit gestellten Kasten niederzulegen.

Obercassel (Siegkreis), den 27. Januar 1921.

Der Vorstand des Deutschen Beton-Vereins (E. V.)

Dr.-Ing. e. h. Alfred Hüser,
Vorsitzender.

NB. Donnerstag, den 10. März 1921, 5½ Uhr nachmittags, findet ein gemeinschaftliches Essen mit Damen im Kaiserhof statt. Anmeldungen dazu werden von der Geschäftstelle des Deutschen Beton-Vereins in Obercassel (Siegkreis) entgegen genommen.

GERICHTLICHE ENTSCHEIDUNGEN.

Geschenke des Baulieferanten an den bauleitenden Architekten. Rechte des Bauherrn.

(Nachdruck verboten.) Ein Grundbesitzer hatte einem Architekten gegen ein verhältnismäßig hohes Honorar die Bauleitung eines Wohnhauses übertragen. Ein Lieferant, der von dem Architekten mit einem größeren Auftrage bedacht worden war, spendete diesem 4000 M. Hiervon erhielt der Bauherr Kenntnis, und im Klagewege forderte er von dem Architekten Herausgabe dieser Summe.

Das Kammergericht hat den Anspruch des Bauherrn als begründet anerkannt. Der Architekt, so führte das Gericht aus, verstieß gegen seine Pflicht, wenn er sich von dem Lieferanten eine besondere Vergütung gewähren ließ. Man muß davon ausgehen, daß die Annahme derartiger Zuwendungen gegen die guten Sitten verstößt und außerhalb einer ordnungsmäßigen Geschäftsführung steht.

Der Beklagte war verpflichtet, den ausschließlichen Vorteil des Klägers wahrzunehmen. Ließ er sich eine Entschädigung von der Gegenseite zuwenden, so fällt diese Entschädigung dem Kläger zu, da sie aus der Geschäftsbesorgung stammt. Es kann nicht bezweifelt werden, daß, wenn sich auch ein ursächlicher unmittelbarer Zusammenhang zwischen der Zuwendung und einer Schädigung des Klägers nicht nachweisen läßt, diese Schädigung gleichwohl in irgendeiner Form eingetreten ist, insofern als der Lieferant darauf angewiesen war, den Betrag der dem Architekten gewährten Vergütung auf irgendeine Weise bei Ausführung der Lieferung von dem Kläger herauszuholen. Es kommt aber hierauf nicht ausschlaggebend an, da der Beklagte auch abgesehen von einer unmittelbaren Schädigung des Geschäftsherrn gemäß § 667 BGB. zur Herausgabe der Entschädigung an den Geschäftsherrn verpflichtet ist. (Kammerger. 22. U. 3325/14.) rd.

Berechtigte Entlassung eines Betriebsratsmitgliedes.

(Nachdr. verb.) Ein Kriegsbeschädigter war von seinen Arbeitskollegen zum Betriebsratsmitgliede und zum Obmann gewählt worden. Mit der Behauptung, er habe in dem Betriebe sehr vieles zu bessern und zu ordnen und sei von dieser Tätigkeit völlig in Anspruch genommen, lehnte der Gewählte es vorerst ab, seine Berufsarbeit zu verrichten. Vierzehn Tage später wurde die Wahl dieses Arbeiters von der zuständigen Gewerbeinspektion für ungültig erklärt, indessen nahm der Arbeiter auch jetzt seine berufliche Tätigkeit nicht auf, sondern beschäftigte sich in der seitherigen Weise weiter.

Der Arbeitgeber entließ nunmehr den Arbeiter fristlos, und da dieser sich weigerte, die Berechtigung der Entlassung anzuerkennen, so klagte der Arbeitgeber auf die Feststellung, daß das Arbeitsverhältnis von ihm berechtigterweise gelöst worden sei.

Das Gewerbegericht Stettin hat dem Klageantrage stattgegeben. Der Beklagte, so heißt es in den Gründen, hat angegeben, seine Arbeitskollegen hätten verlangt, daß er sein Amt weiter ausübe. Zur Arbeit im Betriebe hätte er keine Zeit gefunden, da er ganz von der Vertretung der Arbeiterinteressen in Anspruch genommen gewesen sei.

Demgegenüber hat das Gericht festgestellt, daß die Mitglieder des Betriebsrates keineswegs berechtigt sind, die Arbeit im Betriebe mit einer derartigen Begründung zu verweigern. Denn nur unbedingt notwendige Versäumnis der Arbeitszeit hat nach dem Betriebsrätegesetz der Unternehmer zu bezahlen. Die Sitzungen sollen nach Möglichkeit außerhalb der Arbeitszeit liegen. Sprechstunden dürfen nur mit Genehmigung des Arbeitsgebers in die Arbeitszeit verlegt werden. Sonach liegt schon darin, daß der Beklagte die Arbeit überhaupt ablehnte, eine beharrliche Arbeitsverweigerung, und dies ist erst recht der Fall für die Zeit nach Ungültigkeitserklärung seiner Wahl. (Gewerbeger. Stettin, 22. 6. 20.) rd.

PATENTBERICHT.

Wegen der Vorbemerkung (Erläuterung der nachstehenden Angaben) s. Heft 1 vom 15. Januar 1921, S. 30.

A. Bekanntgemachte Anmeldungen.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 2. Dezember 1920.

Kl. 37 b, Gr. 3. Sch 56 396. Emil Schultz, Berlin-Schöneberg, Grunewaldstr. 15. Verfahren zur Versteifung von im Erdboden steckenden Holzpfählen u. dgl., die infolge von Witterungseinflüssen schadhaft geworden sind, nach Anm. Sch 52 558, Zus. z. Anm. Sch 52 558. 10. X. 19.

Kl. 37 f, Gr. 3. T 22 890. Friedrich Wilhelm Paul Tarnow, Kiel, Olshausenstr. 18. Verfahren zur Herstellung von Metallbehältern für Öle (wie Teeröle, Petroleum usw.) u. dgl. aus schweißbaren Blechen. 27. VI. 19.

Kl. 37 f, Gr. 8. T 22 599. Carl Tuchscherer, Breslau, Gutenbergstr. 11. Flugzeughalle mit Drehwerk zum Einschwenken der Flugzeuge nach Anm. T 21 472; Zus. z. Anm. T 21 472. 11. III. 19.

Kl. 42 c, Gr. 10. M 69 888. Dipl.-Ing. Paul Melchior, Charlottenburg, Dahlmannstr. 12. Optisches Gerät zum Einrichten von Fluchtstäben. 30. VI. 20.

Kl. 84 a, Gr. 3. M 68 715. Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg A.-G., Nürnberg. Antriebvorrichtung für wagrecht geteilte Stauschützen usw. 26. III. 20.

Kl. 84 c, Gr. 2. P 38560. Emil Prüß, Berlin-Johannistal. Verfahren zum Gründen von Gebäuden in tragfähigem Baugrunde. 16. X. 19.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 6. Dezember 1920.

Kl. 37 b, Gr. 3. W 55 588. Wilhelm Wulff, Berlin-Lankwitz, Hauptstr. 22. Gegliederter Träger ohne Pfosten mit Wandfüllung aus Blechen; Zusatz z. Anm. W 51 585. 22. VI. 20.

Kl. 80 b, Gr. 1. R. 47 519. Rekord-Cement-Industrie G. m. b. H., Berlin. Verfahren zur Herstellung von wasserabweisenden oder gegen Wasser dichtenden Zusatzmitteln für Mörtelbildner und Mörtel in trockner oder trocken bleibender Form. 17. IV. 19.

Kl. 80 b, Gr. 1. R 48 587. Rekord-Cement-Industrie, G. m. b. H., Berlin. Verfahren zur Herstellung eines Haarrißbildung und Schwinden verhindernden Zusatzes für Zement und Zementmörtel. 15. X. 19.

Kl. 80 b, Gr. 1. Sch 55 008. Dr. Hans Schlösser, Charlottenburg, Uhlandstr. 193. Verfahren zur Herstellung eines wasserdichtenden Zusatzmittels für Mörtelbildner und Mörtel. 17. IV. 19.

Kl. 84 a, Gr. 3. H 78 312. Huber & Lutz, Zürich, Vertr.: Dipl.-Ing. Arthur Kuhn, Pat.-Anw., Berlin SW 61. Bedienungskammer für Wasserdruckwehre mit mehreren Öffnungen. 10. IX. 19.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 9. Dezember 1920.

Kl. 20 i, Gr. 30. L 50 811. C. Lorenz Akt.-Ges., Berlin-Tempelhof. Schaltanordnung für Schienenkontakte mit Tastensperren. 26. VI. 20.

Kl. 80 a, Gr. 26. G 49 481. Heinrich Groß, Görlitz, Fischerstr. 7. Verfahren und Strangpresse zur Herstellung von an den Enden geschlossenen Hohlsteinen. 1. XI. 19.

Kl. 80 b, Gr. 1. S 53 146. Heinrich Siewers, Dortmund, Winterfeldtstr. 30. Verfahren zur Herstellung von Ziegelmehl als Erhärtungsmittel oder Zusatz für Kalkmörtel oder Kalksandmischungen. 25. V. 20.

Kl. 84 b, Gr. 1. Sch 58 591. Bruno Schulz, Berlin-Grunewald, Joseph-Joachim-Str. 36 a. Sparschleuse mit speicherartig übereinanderliegenden Sparbecken. 18. VI. 20.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 13. Dezember 1920.

Kl. 20a, Gr. 14. V 14 578. Gregor Vosen, Bliesheim b. Liblar. Greiferscheibe für Kettenschleppbahnen. 10. III. 19.

Kl. 37 a, Gr. 5. P 38 210. Emil Prüß, Berlin-Johannistal, Sternplatz 6. Verfahren zur Herstellung voller Wandausfachungen zwischen tragenden Stützen. 8. VIII. 19.

Kl. 37 a, Gr. 7. K 65 109. Kirchhoff & Co., Stuttgart. Verfahren, Mauern und andere Gebäudeteile auszutrocknen. 26. XI. 17.

Kl. 84 a, Gr. 3. H 73 518. Hugo Herzbruch, Datteln i. W. Verfahren zum Dichten von Dammbalkenverschlüssen für Wasserbecken aller Art; Zus. z. Pat. 281 924. 14. I. 18.

B. Erteilte Patente.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 6. Dezember 1920.

Kl. 37 b, Gr. 3. 332 346. Wilhelm Wulff, Berlin-Lankwitz, Hauptstr. 22. Gegliederter metallener Träger ohne Pfosten. 12. X. 18. W 51 588.

Kl. 80 b, Gr. 22. 332 294. Carl H. Schol, Allendorf, Kr. Dillkreis. Verfahren zum Härten von Schwemmsteinen. 21. VI. 18. Sch 53300.

Bekanntgemaccht im Reichsanzeiger vom 13. Dezember 1920.

Kl. 37 a, Gr. 4. 332 555. Hugo Damme, Magdeburg, Ackerstr. 5. Dreiviertel Stein starke Wand mit wagerechten Hohlräumen. 13. VIII. 18. D 34 834.

Kl. 37 a, Gr. 4. 332 606. Hermann Apel, Berlin-Wilmersdorf, Brandenburgische Str. 19. Mörtellose freitragende Wand aus Platten oder Bausteinen. 21. VIII. 19. A 32 175.

Kl. 80 b, Gr. 9. 332 629. Dr.-Ing. Anton Hambloch, Andernach, Rhein, und Wilhelm Ebmeier, Coblenz a. Rh. Verfahren zur Herstellung von bituminösen Isoliermassen, Platten u. dgl. 5. II. 19. H 76 084.

Kl. 80 b, Gr. 10. 332 631. Henri Servange, Beauvais, Oise; Vertr.: G. Sachse, Pat.-Anw., Berlin SW 61. Verfahren zur Herstellung von Kalksteinen unter Verwendung von Rohkreide oder Kalksteinabfällen und Ton. 25. VI. 14. S 42 569.

Kl. 80 b, Gr. 25. 332 634. Albert Flexer, Wien; Vertr.: M. Mintz, Pat.-Anw., Berlin SW 11. Verfahren zur Herstellung einer asphaltähnlichen Kunststeinmasse. 5. XI. 18. F 43 846. Österreich 1. VII. 18.

BÜCHERBESPRECHUNGEN.

Zusammenbruch der deutschen Eisenbahnen? Ein Beitrag zur Frage der Verkehrsnot von Regierungsbaumeister Ludwig Röbe, Hilfsarbeiter im Reichsverkehrsministerium. Berlin 1920 Hans Robert Engelmann. 84 S. kl. 8° mit 3 Zahlentafeln und 2 Schaubildern.

Sollte sich die augenblicklich ziemlich günstige Betriebslage unserer Eisenbahnen durch Belebung des Auslandsgeschäftes infolge Sinkens unserer Valuta und durch gleichzeitiges Einsetzen des üblichen Herbstverkehrs in Kartoffeln, Rüben und Kohlen wieder verschärfen, so wird man auf ähnliche Betriebsschwierigkeiten wie in den letzten Jahren wohl gefaßt sein müssen. Ihre Ursachen sind im allgemeinen zwar bekannt, weniger klar ist dagegen deren Einfluß auf die Gesamtlage. Diesen Punkt zu klären unternimmt Röbe in der oben genannten Schrift. Dabei wendet er sich nicht nur an Fachgenossen, sondern will auch dem Nichtfachmann zu einem eigenen Urteil über die Hauptursache für die Erkrankung unseres Wirtschaftslebens verhelfen. Wenn auch der dargebotene Stoff nicht in allem neu ist, so wird er doch in einer so leichten und flüssigen Form vorgetragen, daß sich die Arbeit gut liest. Dabei bietet der Verfasser in den Tabellen wertvolle, z. T. noch nicht veröffentlichte statistische Angaben, die für jeden Verkehrstechniker von Wichtigkeit sind. Der gesamte Stoff ist gegliedert nach 4 Hauptkapiteln: die Eisenbahnen vor, während und bei Beendigung des Krieges sowie nach der Revolution. Hieran schließt sich ein kurzer Ausblick. Nachdem der hohe Stand des Eisenbahnwesens vor 1914 in kurzen Worten sachlich gewürdigt worden ist, wird untersucht, wie es kam, daß der einst so fest gefügte Bau des deutschen Eisenbahnwesens durch die Anforderungen des Krieges und seine Folgeerscheinungen allmählich unterhöhlt wurde, welche Leistungen er trotzdem noch vollbrachte und welche Wirkungen schließlich der Waffenstillstand, die Revolution und die Friedensbedingungen auf ihn hatten. Aus den Erörterungen sucht Röbe dann die Mittel und Wege abzuleiten, die uns zu einer Gesundung unseres gesamten Verkehrs- und damit Wirtschaftslebens führen könnten. Die verwendeten Zahlen beziehen sich im allgemeinen auf das preußische Netz, das etwa 78 vH des ganzen deutschen Netzes ausmacht, bei den Wagenleistungen auf den Staatsbahnwagenverband.

Da wohl nur die wenigsten für die Öffentlichkeit gedachten technischen Schriften außerhalb des engsten Fachkreises wirklich gelesen werden, die behandelten Fragen aber von allgemeinstem Interesse sind, seien einige der wichtigsten Tatsachen kurz vorgeführt: Den Anforderungen des Aufmarsches und der ersten beiden Kriegsjahre konnte das deutsche Eisenbahnwesen voll gerecht werden. Das änderte sich jedoch, als Rumänien 1916 in den Krieg eintrat. Das Rüstungsprogramm der Heeresleitung, das sich auf die Einführung der Hilfsdienstpflicht gründete, hatte so wenig auf Verkehrsrücksichten gegeben, z. B. bei Anlage von Fabriken, Depots usw., daß zum ersten Male wirkliche Verkehrsschwierigkeiten eintraten und sogar ein Teil des ganzen Programms daran scheiterte. Die einhergehende starke Vergrößerung der durchschnittlichen Beförderungslänge für 1 t Gut von 119 km auf zuletzt 172 km, d. h. um rd. 45 vH, hauptsächlich infolge der durch die Blockade verursachten Änderung in der Kohlen- und Lebensmittelverteilung und der langen militärischen Transporte, zu starke Abgabe von eingerichtetem Personal und ein strenger Winter im Verein mit dem immer stärker fühlbar werdenden Mangel an Betriebsmitteln und Betriebsstoffen überstiegen Anfang 1917 die Leistungsfähigkeit der Eisenbahnen.

Der Schwerpunkt aller Schwierigkeiten lag in der Material- und Lokomotivnot. Der Mangel an Kupfer zwang zur Anwendung eiserner Feuerbüchsen, von Ersatzmetallen für die Lager, Antimon, Zinn, Nickel, Wolfram fehlten hauptsächlich für die Werkstattsarbeit, Ersatzdichtungsstoffe und Ersatzöle erschwerten die Instandhaltung und Wiederherstellung der Lokomotiven in empfindlicher Weise.

Das Zusammenwirken aller Hemmungen führte schließlich zu Betriebsstockungen, zu der bekannten Erscheinung der „Dickflüssigkeit des Betriebes", wie sie seit Ende 1916 chronisch geworden war. Zugverspätungen, Überschreitung der Dienstschichten des Personals, Lokomotivmangel, Vermehrung der Verschiebearbeit, Verstopfung der Bahnhöfe, Überlastung einzelner Strecken usw. waren an der Tagesordnung und zwangen schließlich zu Verkehrseinschränkungen und Wagenabstellungen. Der Personal- und Materialnot suchten die Verwaltungen durch Reklamationen und Einstellung von Ersatzkräften, durch Aufsuchen geeigneter Ersatzstoffe und starke Neubeschaffung von Betriebsmitteln, namentlich schwerer Lokomotiven zu begegnen, Betriebsstockungen durch geschicktere Betriebsführung zu vermeiden. Hierzu wurden seit Mitte 1917 Zugs-, später Betriebsleitungen geschaffen, die die Aufgabe hatten, die Verkehrslage ihres Bereiches dauernd zu beobachten und ausgleichend und abwehrend einzugreifen, wo Stauungen und Stockungen im Anzuge waren. Zur Entlastung des Betriebes diente ferner die Einführung besonderer Genehmigung bei Wagengestellungen, von Sperrlisten für Stückgüter, Verkürzung der Ladefristen und Erhöhung der Standgelder, Verweisung geeigneter Transporte auf den Wasserweg, Ausgleich der Kohlenlieferungen und als letztes und gröbstes Mittel die Annahmesperre, die als Teil- oder Gesamtmaßnahme wiederholt in Tätigkeit getreten ist.

Über die Leistungen der Eisenbahnen in den Kriegsjahren gibt Röbe lehrreiche statistische Werte, aus denen als bemerkenswerteste Tatsache zu verzeichnen ist, daß die Leistung in Tonnenkilometern bei Kriegsende fast genau mit der von 1913 übereinstimmt und die in Personenkilometern sogar etwas größer ist, ein gutes Zeichen dafür, was mit dem geschwächten Betriebsapparat immer noch geleistet werden konnte, so daß die Aussichten für die Nachkriegszeit durchaus nicht schlecht standen.

Durch die Revolution steigerten sich die Betriebshemmungen in bedenklicher Weise und führten letzten Endes zu Abstellungen von über 100 000 Wagen, d. i. etwa $^1/_6$ des gesamten Wagenparks. Hierzu kamen neue Schwierigkeiten seitens des Personals im Anschluß an die politische Umwälzung und die schablonenhafte Einführung des Achtstundentages. Ein allgemeiner Rückgang der menschlichen Arbeitsleistung trat ein. Das wirkte besonders ungünstig auf die Werkstätten und vergrößerte dadurch wieder erheblich den Lokomotivmangel. Der Kohlenstreik im Ruhrrevier ließ die Vorräte an Dienstkohle bis auf 7 Tage zusammenschrumpfen und konnte nur durch umfangreiche Zugeinschränkungen einigermaßen ausgeglichen werden.

Um die Lokomotivfrage zu lösen, nach Röbe der Kernpunkt aller Betriebsschwierigkeiten, ist die Zahl der Werkstättenarbeiter schon während der Kriegsjahre ständig erhöht worden, nach der Demobilmachung sogar auf über das Doppelte des Friedensstandes. Trotzdem ging der Bestand an betriebsfähigen Maschinen dauernd zurück, im Frühjahr 1919 sogar sprunghaft und so stark, daß ein Teil der Werkstätten geschlossen werden mußte (in Preußen 23 von 90 auf 5—6 Tage), um wirkungsvollere Arbeitsbedingungen einführen zu können.

Röbe scheint es absichtlich vermieden zu haben, auf die zahlreichen gleichlaufenden Einzelarbeiten der letzten 2 Jahre einzugehen, z. B. auf die von Buschbaum, und doch wäre deren Zusammenfassung

nd kritische Sichtung mit Hilfe der Mittel einer zentralen Verkehrstelle sehr zu begrüßen gewesen. Er kleidet deshalb seine eigenen Verbesserungsvorschläge auch nur in allgemeine Forderungen, die etwa in folgendem gipfeln:

1. Erhöhung der Arbeitsleistung des Personals in allen Dienstzweigen durch Ausbau eines Lohnsystems nach Leistung und Gegenleistung, Hebung des Arbeitswillens und der Dienstdisziplin, Arbeitsaufsicht;
2. bevorzugte Belieferung der Eisenbahnverwaltung mit Kohlen, Roh- und Betriebsstoffen, nötigenfalls durch gesetzgeberische Unterstützung;
3. Besserung des Wagenumlaufs, der jetzt etwa 1,7 mal so lange dauert, auf den früheren Stand, womöglich aber noch weiter, aus der Erwägung heraus, daß die Wagen durchschnittlich $^9/_{10}$ der Zeit stehen statt zu laufen;
4. Verbesserung der Betriebsführung, die sich noch nicht wie früher mit einem guten finanziellen Ergebnis genug sein läßt, sondern in mehr kaufmännischem Sinne nach der Wirtschaftlichkeit des Arbeitsvorganges im Transportwesen fragt;
5. eine Verwaltungsform, die dem Charakter der Eisenbahn als eines technischen Betriebsunternehmens gebührend Rechnung trägt.

Ein kleiner Teil der Röbeschen Vorschläge ist inzwischen in Angriff genommen worden (das Buch ist im Frühjahr 1920 abgeschlossen), die Mehrzahl harren jedoch noch der Durchführung. Auf dem deutschen Wirtschaftsleben lastet immer noch die Ungewißheit über die Höhe der Kriegsentschädigung, der Winter steht vor der Tür, tiefgehende Erschütterungen des Wirtschaftskörpers sind leider noch längst nicht ausgeschlossen. Möchte sich deshalb die Hoffnung des Verfassers erfüllen und das Eisenbahnverkehrswesen recht bald das starke Rückgrat werden, ihnen erfolgreich begegnen zu können.

Dr.-Ing. Gläsel.

Prof. Dr. E. Glinzers Baustoffkunde. Neubearbeitet von Dr.-Ing. D. Dieckmann, Baurat, Lehrer an der Baugew.-Schule zu Hamburg und Dr.-Ing. H. Nitzsche, Studienrat an der Baugew.-Schule Frankfurt a. M. Sechste vielf. neubear. Auflage. Leipzig, Verlag H. A. Ludwig Degener. Preis kart. 12,50 M + 100 vH Zuschlag.

Eine wesentliche Umarbeitung gegenüber der letzten Auflage hat nur Abschnitt II durch Dr. Nitzsche erfahren; sonst sind nur Ergänzungen vorgenommen worden. Das bereits früher bestens für das Studium der Baustoffe, namentlich auf der Baugewerkschule, eingeführte Lehrbuch hat durch die vorgenannte Umarbeitung erheblich an Wert gewonnen und wird auch als Repetitorium für die Studierenden technischer Hochschulen, vor allem der Architekturabteilung, ein wertvoller Ratgeber und Helfer sein. M. F.

Wandkalender deutscher Ingenieure 1921. Industrieverlag Oskar Seiler, Chemnitz. Preis 18,— M.

Der im vorigen Jahre zum ersten Male herausgekommene Ingenieur-Kalender erscheint im gleichen Gewande und in ähnlicher Art auch für das neue Jahr wieder, seine schöne Aufgabe zu erfüllen, der Technik durch gemeinverständliche Darstellungen in Wort und Bild in weiten Kreisen Verständnis zu verschaffen. Für technische Büros, Wartezimmer, für das Arbeitszimmer des Ingenieurs, für das Zimmer des Primaners und des Studenten ist der Kalender ein besonders nützlicher Schmuck. Dadurch, daß alle Zweige der Technik berücksichtigt sind, wird ein Band um sie alle geschlungen, das die Auseinanderstrebenden zusammenhält. So wirkt der Kalender an seinem Teile mit, daß der Sonderfachmann nicht die nährende Berührung mit den ihm fernerliegenden Gebieten der Technik verliert. — Daß der Kalender sich die Mitarbeit zahlreicher bedeutender Gelehrter und Praktiker hat sichern können, hat ihm nicht nur besonderen Wert verliehen, sondern gibt auch ein Zeugnis dafür ab, daß das Unternehmen von führenden Männern als wertvoll und nützlich anerkannt wird. Im übrigen verweisen wir auf unsere Besprechung in Heft 3 des vorigen Jahrganges und wünschen dem Wandkalender der Ingenieure neben den zahlreichen Kalendern der schönen Künste weiteste Verbreitung.

Dr. Kunze.

Bestimmungen über die bei Hochbauten anzunehmenden Belastungen und über die zulässigen Beanspruchungen der Baustoffe mit Erlaß vom 24. 12. 1919. Zweite berichtigte Auflage. Verlag Wilhelm Ernst Sohn, Berlin 1920. Preis geh. M 1,60 zuzüglich Sortimenter- und Teuerungszuschlag.

Im alten Gewande, im Aktenformat gedruckt, liegen die wichtigen preußischen Bestimmungen in zweiter, berichtigter Auflage vor Durch die Art der Wiedergabe, namentlich den freigebliebenen breiten Rand, ist es ermöglicht, spätere Ergänzungen und Abänderungen der Vorschriften leicht nachtragen zu können und sonst der Praxis angepaßte Ergänzungen aufzunehmen. Das gestattet auch das gute Papier, welches zum Druck Verwendung gefunden hat. M. F.

Grundzüge des Eisenbetonbaues. Von Dipl.-Ing. Otto Henkel, Bauingenieur. Dritte völlig neu bearbeitete und erweiterte Auflage. 2 Teile in 1 Bd. mit 183 Abb. Verlag H. A. Ludwig Degener, Leipzig 1920. Preis M. 15,—.

Die neue Auflage trägt den Eisenbestimmungen vom Jahre 1916 Rechnung. Die Einteilung des Buches ist die folgende: Teil I. Baustoffe, Grundformen, Ausführung und Prüfung, Anwendungen. Teil II. Ausbildung und Herstellung, Berechnung. Das Buch bietet zum Teil in gedrängter, aber nicht übertriebener Kürze alles das, was der Bauingenieur und Architekt heute vom Eisenbetonbau als Grundlage kennen müssen und kann deshalb nur allen Fachgenossen, den älteren und den jüngeren, wärmstens empfohlen werden. Die Darstellung ist überall knapp und präzise, Beispiele erläutern bestens Text und theoretiwche Betrachtungen, die Abbildungen sind klar, übersichtlich und technisch wertvoll.

Weniger erfreulich ist das Papier, noch weniger die zwischen Teil I und II in den Text eingefügten Reklamen des Verlages. So etwas sollte bei ernsten wissenschaftlichen Büchern, wie es das vorliegende ist, unterbleiben, oder wenigstens an das Ende gesetzt werden.

M. F.

Ein neuer großer Erfolg der deutschen Eisenindustrie*).

Nach einer Mitteilung des Vorsitzenden des Preisgerichtes hat der internationale Wettbewerb um den Entwurf einer neuen Brücke über den Limfjord zwischen Aalborg und Nörresundby in Dänemark folgendes Ergebnis gehabt:

Anstatt eines ersten Preises von 15 000 Kronen und eines zweiten Preises von 10 000 Kronen ist zwei Entwürfen je ein Preis von 12 500 Kronen zuerkannt worden, nämlich

dem Entwurf „Vidtspaendende"

Verfasser: Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg A. G. in Gustavsburg bei Mainz, und
Ingenieurfirma Christiani & Nielsen, Kopenhagen,

und dem Entwurf „Danebroge"

Verfasser: Gutehoffnungshütte, Sterkrade, Rhld.,
Monberg & Thorsen, Kopenhagen,
Professor Karl Wach, Kunstakademie Düsseldorf.

Ein dritter Preis wurde zuerkannt

dem Entwurf „Sund"

Verfasser: Dipl.-Ing. C. Bolliger, Luzern,
„ „ K. Kihm, „
„ „ Dr. G. Lüschner, Tiefbauunternehmung, Aarau,
Architekt L. M. Daxelhofer, Bern.

Ferner wurden 6 Entwürfe für je 2000 Kronen angekauft, und zwar:

Entwurf „Quadrupes".

Verfasser: Ingenieur M. D. Salomonsen, Kopenhagen,
„ Dr. Holger Schmidt, „
„ C. O. Wanscher, „

Entwurf „Felix".

Verfasser: Ingenieur Anker Engelund, Kopenhagen.

Entwurf „Højbro".

Verfasser: A. C. Armerad Betong, Malmö,
Dr. Fritz Emperger, Wien,
Ingenieur G. Neumann, Györ,
Ingenieur Johannes Børge, Kopenhagen,
Architekt Yngve Herrström, Malmö.

Entwurf „Nec temere nec timide".

Verfasser: Gesellschaft Harkort, Duisburg,
Tiefbauunternehmung Heinr. Butzer, Dortmund,
Architekten Prof. W. Kreis und G. A. Jüngst, Düsseldorf.
Berater: Professor Müller, Braunschweig.

Entwurf „Inter urbes".

Verfasser: Brückenkonstruktionsbüro Nilsson & Co. (E. Nilsson, N. Bolinder, G. Gervin, S. Kasarnowsky, G. Selmer), Stockholm,
Architekt Cyrillus Johanssen.

Entwurf „Ingenieurästhetik".

Verfasser: A. G. Conrad Zschokke, Döttingen.
S. A. Conrad Zschokke, Genf.
unter Mitwirkung von:
Professor Ing. E. Meyer, Zürich,
A. G. Escher & Wyss Cie., Zürich,
Architekt H. Kuhn, Zürich.

Sämtliche Entwürfe werden in der Zeit vom 15. bis 28. Februar 1921 im Museum zu Aalborg ausgestellt. Eine spätere Ausstellung in Kopenhagen ist in Aussicht genommen.

Wir freuen uns mit der deutschen Eisenbauindustrie dieses hochbedeutsamen Sieges des deutschen Eisenbaues und beglückwünschen diese herzlichst zu diesem Erfolge.

Eine ausführliche Besprechung des Wettbewerbs wird demnächst erfolgen. Die Schriftleitung.

*) Nach Schluß der Redaktion eingegangen.

Für die Schriftleitung verantwortlich: Geheimrat Dr.-Ing. E. h. M. Foerster, Dresden. — Verlag von Julius Springer in Berlin W.
Druck von H. S. Hermann & Co., Berlin SW 19, Beuthstrasse 8.

DER BAUINGENIEUR

2. Jahrgang 28. Februar 1921 Heft 4

ÜBER WERTBERECHNUNG VON WASSERKRÄFTEN.

Von Dr.-Ing. Adolf Ludin und Dr.-Ing. Dr. rer. pol. W. G. Waffenschmidt in Karlsruhe i. B.

Vorbemerkung.

Durch die wirtschaftlichen Folgen des Krieges und die tief einschneidenden Bestimmungen des Friedens von Versailles sowie der Abmachungen von Spaa ist die Wertschätzung der Wasserkräfte ungemein gesteigert worden. Die Industrie drängt nach Unabhängigkeit von der stets teurer und unsicherer werdenden Kohle uns es hat sich ein starker Umsatz in ausgebauten Wasserkräften eingestellt. Daraus ergab sich aber auch naturnotwendig ein lebhaftes Bedürfnis nach Aufklärung über die Feststellung der Bewertungsgrundlagen und über die bei der Wertberechnung von Wasserkräften anzuwendenden allgemeinen Grundsätze.

I. Die verschiedenen Wertbegriffe.

Von den vielen möglichen rein theoretischen Unterscheidungen wollen wir absehen und nur die für die Bewertung von Wasserkräften und Wasserkraftanlagen in der Praxis bedeutungsvollen näher betrachten:

Kostenwerte.

Man kann den Wert einer Wasserkraftanlage rückwärts schauend danach bemessn, was die Anlage gekostet hat, danach, wie groß der Aufwand ist, der hineingesteckt wurde, oder, bilanztechnisch ausgedrückt: nach der Investierung, welche gemacht wurde. Kostenwert oder ursprünglicher Neubauwert.

Dieser Betrachtung der tatsächlichen Aufwendungen kann man noch die Betrachtung derjenigen Kosten zur Seite stellen, welche durch den Bau der Wasserkraftanlage im gegenwärtigen Augenblick entstehen würden: augenblicklicher Neubauwert.

Daß schon hier große Unterschiede entstehen können, ist in der jetzigen Zeit der Geldentwertung klar geworden. Aber auch der in der Vergangenheit festgestellte Wert der Wasserkraftanlage bleibt sich im Verlauf der Zeit nicht gleich. Das zeigt sich schon äußerlich in der Buchführung, zu welcher, nebenbei gesagt, der Wasserkraftbesitzer als Kaufmann verpflichtet ist; denn in den Büchern sind von dem Kostenwert Abzüge vorzunehmen, Abschreibungen, je nach dem Grade der Vergänglichkeit der einzelnen Teile der Anlagen. Der Kostenwert abzüglich dieser Abschreibungen ist der Buchwert.

Ertragswert.

Den eben genannten, auf den Herstellungskosten beruhenden Wertermittlungen gegenüber steht die Betrachtung des Wertes, welcher durch den zukünftigen Nutzen der Anlage begründet und bestimmt ist. Hierbei ist zu beachten, daß wohl der technische, energiewirtschaftliche Ertrag einer Wasserkraftanlage an PS-Stunden und Kilowattstunden mit ziemlicher Bestimmtheit auf Grund von Wassermessungen, Wasserstandsstatistik und auf Grund der Entwurfsdaten zu berechnen ist, daß aber der geldwirtschaftliche Gewinn, welchen die Anlage abwirft, auch vom Absatz und Preis der gewonnenen mechanischen Arbeit abhängt und daher weniger einfach und sicher zu ermitteln ist: privatwirtschaftlicher Ertragswert.

Soll die Anlage privatwirtschaftlichen Ertrag bringen, „rentieren", so muß die Summe, welche der Unternehmer jährlich erübrigt, abzüglich der Betriebs- und Unterhaltungskosten nebst Abschreibungen und allgemeinen Geschäftsunkosten mindestens so groß oder größer sein, als der übliche Gewinn bei anderweitiger industrieller Anlage desselben Kapitals.

Tauschwert.

Da nun der privatwirtschaftliche Ertragswert für verschiedene Unternehmer verschieden sein wird, je nachdem sie die Wasserkraftanlage zu verwerten verstehen oder vermögen, so kommt es zum Austausch. Der jetzige Besitzer tauscht die Anlage gegen eine Geldsumme, welche ihm mehr wert ist, als die Wasserkraftanlage, da er mit der Geldsumme mehr anzufangen weiß. Bei dem Käufer ist das Umgekehrte der Fall. Hier beginnt nun ein Gegenspiel von Kräften und der Preis, sagen wir zum Beispiel 200 000 M, auf den sich die Parteien einigen, ist der Tauschwert. Er wird zum gemeinen Wert oder Verkehrswert, wenn er für eine größere Anzahl anderer Käufer und Verkäufer gleich hoch gewesen wäre.

Hierbei kann man aber der Wertbegrenzung noch weiter nachgehen: Der Verkäufer wird nämlich etwa berechnen, daß er mindestens 180 000 M für das Werk bekommen müsse, der Käufer dagegen wird berechnen, daß er höchstens 230 000 M bezahlen kann. Dieser Wert ist jeweils der subjektive Tauschwert des Käufers bzw. des Verkäufers.

Ist nur ein Käufer und ein Verkäufer vorhanden, so wird sich der tatsächlich gezahlte Preis zwischen die beiden subjektiven Werte einstellen.

Wenn dagegen mehrere Kaufliebhaber vorhanden sind, so wird sich der Preis etwas über den subjektiven Tauschwert des zweithöchst bietenden Käufers einstellen, so daß nur der höchstbietende übrigbleibt, vorausgesetzt, daß der subjektive Tauschwert des Verkäufers überhaupt erreicht wird. Dieser Tauschwert dient zur Bestimmung des gemeinen Wertes und ist, wie sich aus dem Gesagten deutlich ergibt, ebenfalls keine feste Größe, sondern er muß, wenn er von Sachverständigen bestimmt werden soll, sich aus der Überlegung ergeben, was wohl der subjektive Tauschwert für eine größere Anzahl von Käufern, etwa wie groß der Erlös bei einer Versteigerung wäre.

Auch in der wirtschaftlichen Bewertung von Wasserkräften kann man endlich von einem Handelswert der Wasserkraft sprechen, und zwar sowohl in dem Sinne, daß eine Wasserkraftanlage, deren Besitzer häufig wechselt, einen gewissen Handelswert bekommt, also auch daran anschließend, in dem Sinne, daß etwa in einem bestimmten Gebiet der Wert der Durchschnitts-PS so- und soviel Mark ist.

Bei alledem ist zu beachten, daß sich die Wertschätzung nicht nur mit der ganz ausgebauten Kraftanlage befassen muß: auch die einzelnen Bestandteile einer Anlage sind Wertberechnungen zugänglich, und zwar werden sie womöglich nach dem Beitrag, den sie zu den Gesamtkosten oder zu dem Gesamtertrag des Werkes bringen, bewertet.

Hierher gehört vor allem auch das Nutzungsrecht an der Rohwasserkraft an sich, dessen Inhalt einen wesentlichen Einfluß auf die Wertbemessung einer ganzen Anlage ausüben muß, je nach der Beschaffenheit des Rechtsanspruchs, welchen andere (im besonderen der Staat) dem Besitzer der Wasserkraftanlage gegenüber haben. Hierher

gehören ferner auch vorhandene Stauanlagen (Flußkanalisierungen), Kanäle, Teiche, Talsperren usw.

II. Bewertung der ausgebauten Wasserkraft.

Handelt es sich im einzelnen Falle darum, eine Wasserkraftanlage zu bewerten, so muß man alle erwähnten Möglichkeiten der Bewertung beachten und aus ihnen den am meisten gerechtfertigt erscheinenden Wert ausmitteln oder herausgreifen. Hierbei darf man sich aber bei voller Berücksichtigung einer klaren rechnerischen Zergliederung des Wertes in seine Bestandteile und der Ermittelung der verschiedenen Wertarten doch keineswegs auf eine rein formelmäßige Berechnung verlassen. Vielmehr gehört ein guter Teil Erfahrung und praktischer Blick dazu, um die in jedem Falle verschiedenen Beurteilungsmomente richtig zu erfassen, ihrer Bedeutung entsprechend als zahlenmäßige Grundlagen in die Rechnung einzustellen und unter den verschiedenen Rechnungsergebnissen das den gegebenen Bedingungen am vollkommensten entsprechende zu wählen.

Ursprünglicher Kostenwert.

Dieser ist bei ordentlicher Buchführung als Ganzes in der Regel leicht nachweisbar.

Entweder ist es der Kaufpreis (einschl. der Kaufunkosten) oder, bei einer vom Inhaber selbst erbauten Anlage, ist er die Summe der aufgewendeten Baukosten im weitesten Sinne, also einschließlich aller Nebenkosten für Erwerb der Konzession, der Grundstücke, für Planbearbeitung, Bauleitung usw.

Erfahrung weist darauf hin, wie wichtig es ist, die Neubaukosten nicht nur in Bausch und Bogen, sondern auch abgeteilt nach den verschiedenen Bestandteilen der Anlage (Grundstücke, Wehr, Kanal, Druckrohr, Maschinenhaus, Maschinen, Wege, Brücken usw.) aufzuzeichnen.

In diesem Zusammenhang sei noch betont, wie nützlich es ist, genaue, nach der Ausführung berichtigte Baupläne aller Einzelbauwerke nebst eingehender Beschreibung anzufertigen und sorgfältig bei allen Ausbesserungen und Änderungen auf dem Laufenden zu halten.

Die hierauf verwandten Ausgaben werden sich bei einer späteren Veräußerung des Objektes mehrfach bezahlt machen, weil nur so geführte Unterlagen einen raschen und klaren Nachweis der tatsächlichen Erstellungskosten ermöglichen. Also eine Art Bauwerks- und Einrichtungskataster!

Ganz besondere Wichtigkeit können derartige Unterlagen gewinnen, wenn es sich darum handelt, den Kostenwert einer lange Zeit im Betrieb befindlichen Anlage unter Berücksichtigung der zu ihrer völligen Wiederinstandsetzung erforderlichen Neuaufwendungen zu bestimmen.

Sieht man in Verfolgung des eingeschlagenen Gedankenganges ganz davon ab, daß die Anlage vorhanden und in der Vergangenheit mit bekannten Kosten erstellt ist, so kann man nach den heute aufzuwendenden Neubaukosten fragen. Deren Kenntnis kann namentlich nach starken Verschiebungen des Geldwertes eine bessere Grundlage für die Verkaufspreisgestaltung bilden als der ursprüngliche Baukostenwert.

Neubaukostenwert.

Der Neubaukostenwert wird festgestellt auf Grund der Ausführungszeichnungen oder, im Falle es sich tatsächlich um einen geplanten Neubau handelt: auf Grund der Bauentwürfe, durch den Kostenanschlag.

Man unterscheidet je nach dem Grade der Zuverlässigkeit der Unterlagen und der darauf gegründeten Zahlen:

1. Kostenschätzung,
2. Kostenüberschlag,
3. Kostenanschlag.

Kostenschätzung und Kostenüberschlag beruhen auf Schätzungen oder erfahrungsgemäßen Einheitssätzen und überschläglichen Massen-, Längen- und Größenermittlungen, welche anderen ähnlich gestalteten, schon ausgeführten Fällen entnommen sind, oder auch auf solchen, welche durch überschlägliche Berechnung ermittelt werden.

Im Kostenanschlag ist jeder einzelne Posten auf Grund von Erhebungen über Fundstellen, Förderweiten, Arbeitsverfahren, Bezugskosten der zu verwendenden Baustoffe und maschinellen Einrichtungen, Angeboten von Lieferanten und Arbeitsvermittlern usw. festgestellt.

Sind die Anlagekosten der Wasserkraftanlage bekannt, so lassen sich die Betriebskosten ermitteln. Sie lassen sich in zwei Teile teilen, in die Betriebskosten, welche auf das Anlagekapital entfallen: Zins; eventuell Tilgung, Erneuerungsrücklage oder Abschreibung und in die unmittelbaren Betriebskosten, welche auf die Aufwendungen für Instandhaltung der Anlage, die Kosten für Bedienung, für Schmier-, Heizmaterial und sonstige laufende Ausgaben entfallen.

Aus dem Vergleich der Entwürfe hinsichtlich der Betriebskosten im Gesamten oder in bezug auf die erzeugte Kilowattstunde läßt sich ein genauer Schluß auf die Wirtschaftlichkeit der verschiedenen Entwürfe ziehen.

Wir wenden uns jetzt zum Buchwert.

Er entsteht aus dem Baukostenwert einer ausgeführten Anlage oder dem Erwerbskostenwert dadurch, daß Jahr für Jahr Abzüge als Gegenwert für die Abnutzung oder sonstige Entwertung gemacht, „Abschreibungen" vorgenommen werden.

Hierbei sind zwei wesenverschiedene Gesichtspunkte zu beachten:

1. Man kann den Buchwert als Ausdruck des tatsächlichen, jeweilig realisierbaren Wertes betrachten. Die Abschreibungen müssen dann so hoch sein, daß der Anschaffungswert auf den Veräußerungswert gebracht wird.

2. Man will durch Ansammlung von besonderen Abschreibungsbeträgen (nebst Zinseszinsen) auf das Ende der Abschreibungsdauer (gleich oder kleiner als die tatsächliche Lebensdauer) den Wert des betr. Anlageteiles (Turbinen, Schützen usw.) zum Zweck der Erneuerung in flüssigen Mitteln verfügbar haben, so daß am Ende der Lebenszeit die Gesamtheit der Abschreibungsbeträge, einschließlich etwaiger Zinseszinsen, dem Gestehungswert entspricht: Abschreibung als „Erneuerungsrücklage".

Die Höhe der Abschreibungssätze für Erneuerung wird sich dann nach der erfahrungsgemäßen Lebensdauer der einzelnen Teile der Anlage unter Berücksichtigung von deren individuellen Bau- und Betriebsbedingungen, des Rücklagezinsfußes und des Altwertes bzw. der tatsächlichen Möglichkeit der Wiederveräußerung richten. Aus Sicherheitsgründen wird man die Prozentsätze in praxi über den so zu ermittelnden Werten (für die es veröffentlichte Tabellen gibt) wählen.

Außergewöhnliche Ereignisse (Hochwasser, Maschinenschäden u. dergl.) bedingen gelegentlich eine sprungweise, stärkere Abschreibung.

Angesichts der Unsicherheit in der Annahme der Lebensdauer kommen allzufeine Abstufungen für normale Abschreibungen nicht in Frage und man wird am einfachsten als Abschreibungssätze für die einzelnen Teile einer Wasserkraftanlage etwa die folgenden wählen:

a) Wehr und Einlaufbauwerk	0,5—1,0 vH
b) Oberwasserkanal, Unterwasserkanal	0,5 „
c) Stollen	0,2—0,5 „
d) Hochbauten	0,5—1,0 „
e) eiserne Druckleitungen	1,0 „
f) elektrische Apparate	5,0 „
g) Wasserkraftmaschinen	1,5—2,0 „
h) elektrische Stromerzeuger	3,0—4,0 „
i) Transformatoren	2,0 „
k) Akkumulatorenbatterien	8,0 „
l) Fernleitungen	1,5—2,0 „
m) Holzmasten	5,0—8,0 „
n) Eisenmasten	2,5 „

(Hierbei ist ein Rücklagezinsfuß von 4,5 vH vorausgesetzt.)

Diese Abschreibungen und die ihnen entsprechenden Rücklagefonds genügen aber oft nicht den Ansprüchen planmäßiger Buchführung. Es tritt als weiteres hinzu die Abschreibung als „Kapitaltilgung" oder „Amortisation".

Dieser Gesichtspunkt ist besonders dann maßgebend, wenn etwa die Konzession der Wasserkraftnutzung mit einer Heimfallspflicht zugunsten des Staates verbunden war.

Die heutige Wirtschaftslage mit ihrer Geldentwertung nötigt für Neuanlagen zu einer ungewöhnlich kräftigen Tilgung ($2\frac{1}{2}-3$ vH sind zu empfehlen, statt früheren vielleicht $\frac{1}{2}$ bis 1 vH) entsprechend der später wieder zu erwartenden Hebung des Geldwertes, die gleichbedeutend sein wird mit einer Senkung des Sach- und Ertragswertes.

Natürlich kann bei solcher, im voraus bestimmter Abschreibung der Buchwert den augenblicklichen Wert der Anlage oft zu niedrig angeben. Es kann freilich auch das Gegenteil der Fall sein, daß die Abschreibungen zu niedrig vorgenommen wurden.

Die oben erwähnten Gesichtspunkte, insbesondere der Einfluß der Geldentwertung, erklären es, daß eigentümlicherweise augenblicklich beides gleichzeitig zutrifft.

Die üblichen Abschreibungen an einer vor dem Kriege erbauten Anlage (in vH des ursprünglichen Kostenwertes bestimmt) sind zu niedrig, soweit es sich um die Ansammlung einer Erneuerungsrücklage für den tatsächlichen Ersatz des abgeschriebenen Stückes zu heutigen hohen Preisen handelt. Sie sind aber, anders betrachtet, zu hoch gewesen, insofern sie den Buchwert gegenüber dem heutigen etwa realisierbaren Wert viel zu niedrig ausfallen ließen, wo doch zeitweise der Altmaterialwert (Eisen z. B.) höher war als die ursprünglichen Gestehungskosten. Um den Sachwert richtig erscheinen zu lassen, hätten die Abschreibungen negativ, also: Zuschreibungen, sein müssen, was aber mit den gesetzlichen Bestimmungen in Widerstreit stünde!

Ertragswert.

Alle bisher erörterten Kostenberechnungen haben für die in unserer Wirtschaft tatsächlich in Betracht kommende Bewertung nur vorbereitenden Charakter.

Den praktisch wichtigsten Bewertungsmaßstab bietet der wirtschaftliche Ertrag der Wasserkraftanlage. Er wird grundsätzlich und ganz allgemein bestimmt als Unterschied (r) der Einnahmen (e) und der Betriebsausgaben (k), diese im weitesten Sinne genommen und umfassend: die

indirekten Betriebskosten: Kapitalkosten: Abschreibungen — nicht Zinsen! — ev. Tilgung und allgemeine Geschäftsunkosten sowie die

direkten Betriebskosten: Löhne, Betriebs- und Instandsetzungskosten einer Aushilfskraft oder des Reservestrombezugs usw.

Aus dem Reinertrag (r) berechnet sich der Ertragswert (E) der Wasserkraftanlage durch Kapitalisierung mittels eines angemessenen Zinsfußes (z in vH) nach der Formel: $E = 100\frac{r}{z}$. Dabei ist eine etwaige Heimfallpflicht durch entsprechende Tilgungsziffer innerhalb des Wertes z zu berücksichtigen.

Diese Ableitung aus dem Reinertrag ist die „Methode der direkten Ermittlung des Ertragswertes".

Da die Wasserkraftanlage indes immer nur einen Teil der gesamten Betriebsanlage (z. B. einer Fabrik, eines Sägewerkes, einer Überlandzentrale mit Netz) bildet, so wird es selten möglich sein, den auf sie und ihr Dasein entfallenden Teil der Gesamteinnahmen ebenso zuverlässig festzustellen, wie dies bezüglich der Betriebsaufwendungen möglich ist.

Man wählt daher in der Regel zur Bestimmung des auf die Wasserkraftanlage im besonderen entfallenden Einnahme- und Ertragsanteils den Weg, daß man sich die Wasserkraftanlage innerhalb des Betriebes, dem sie dient, durch eine andere Arbeitsquelle, die der betrieblichen Leistungsfähigkeit nach ihr gleichwertig ist, ersetzt denkt und deren Betriebskosten feststellt: „Methode der Ermittlung des Ertragswertes mit Ersatzkraft".

Unter Umständen aber muß man sich außerdem noch die gesamte Betriebsanlage mit Wasserkraft usw. an dem Ort, wo sie der Wasserkraft zuliebe sich angesiedelt hat, ersetzt denken durch einen gleichen Betrieb mit anderer Kraftquelle an anderem Standort, der letzterer Kraftquelle und den sonstigen Verkehrsbedürfnissen der betreffenden Industrie am besten entspricht: „Methode der Ermittlung des Ertragswertes mit Ersatzbetrieb".

Wir haben es also, wie man sieht, bei der Bestimmung des Ertragswertes einer Wasserkraft zu tun:

in erster Linie: mit einer Wettbewerbsfrage der Ersatzkraft (Wärmekraft, Fremdstrom),

in zweiter Linie: mit Standortfragen im weitesten Sinne (Rohstoffzufuhr, Erzeugnisabfuhr, Bodenwerts-, Arbeitslohnfragen usw.).

Welche Art von Ersatzkraft und welche Gestehungskosten einer solchen man praktisch ins Auge zu fassen hat, hängt von den jeweiligen Verhältnissen des Einzelfalles ab. Bald wird es Strombezug von einer — vielleicht selbst mit Wasserkraft arbeitenden — Überlandzentrale sein, bald Wärmekraft aus Explosionsmotoren, aus neu aufgestellt zu denkender Dampfkraftanlage oder aber auch aus einer vorhandenen Aushilfsdampfanlage, die nur bei dem (gedachten) Wegfall der Wasserkraft stärker auszunutzen wäre. Dabei wäre neben dem Mehrverbrauch an Putz-, Schmier- und Brennstoffen (Kohle, Holzabfälle bei Sägewerken) der Mehrbedarf an Schichtlöhnen bei Ausdehnung der Betriebsdauer nicht zu vergessen. Anderseits wäre, z. B. in Webereien usw., der vielleicht ohnedies immer vorhandene Bedarf an Heizdampf für den Warenherstellungsvorgang nicht zu übersehen. Doch ist zu bemerken, daß neuerdings in der Schweiz, in Südbaden und anderwärts der Heizdampf mit Vorteil unter Ausnutzung der Nachtwasserarbeit in elektrischen Heizkesseln erzeugt wird, was den Ertragswert der Wasserkraft für solche Betriebe naturgemäß steigert.

Beispiel einer einfachen Ertragswertberechnung nach der Methode der Ersatzkraft.

1. Leistung der Wasserkraft.

Wasserkraft des Herrn N. N. bei O. am K.-Fluß.
Durchschnittlich verfügbare Wassermenge: 1,55 cbm/sek.
Durchschnittliches Nutzgefälle: 4,45 m.
Verfügbare Jahresarbeit (75 vH Wirkungsgrad der Turbinen):
$10 \cdot 1{,}55 \cdot 4{,}45 = 69$ PS Jr.
Ausnutzung: 17 Stunden/Tag von 321 Betriebstagen:
$69 \cdot 17 \cdot 321 = 375\,000$ PS Std. oder eff. 250 000 kWh.
Nutzbarkeit wegen Mitarbeitens einer Dampfmaschine hoch = 85 vH.
Daher:
Durchschnittliche nutzbare Jahresarbeit der Wasserkraft: 213 000 kWh.

2. Wertberechnung.

A. Jahreskosten der Wasserkraft.

1.	Unterhaltung der Turbine und Wasserkraftanlage	3 000 M
2.	Erneuerung der Turbine einschl. Hochbau . .	5 250 „
3.	Putz- und Schmierstoffe	1 500 „
4.	Außerordentliche Unterhaltung: Kanalreinigung, Hochwasser, Eis	2 200 „
5.	Bedienung wird vom Obersäger mitbesorgt, außerdem verstärkte Rechenreinigung bei Laubtreiben	8 700 „
	Gesamte jährliche Betriebskosten der Wasserkraft: A = ...	20 650 M

[1]) Vom privatindustriellen Ertrag im weiteren Sinne läßt sich der Unternehmergewinn im engeren Sinne unterscheiden als der Gewinn, der bleibt bei Abzug der gesamten Betriebskosten einschließlich der aufzuwendenden Zinsen für die ganze als Leihkapital aufgefaßte investierte Summe. Der Unternehmergewinn hängt naturgemäß auch von der günstigen Beschaffung des Leihkapitals ab (Hypotheken, Obligationen). Bei der Bewertung der Wasserkraft kommt dieser Umstand aber erst in zweiter Linie in Betracht.

B. Mehrbetriebskosten der vorhandenen Dampfmaschine zum Ersatz der Wasserkraft.

1.	Infolge Ausdehnung der Betriebszeit von 10 auf 17 Stunden ist erhöhte Erneuerungsrücklage nötig	4 000 M
2.	Desgl. erhöhte Unterhaltungskosten	1 500 „
3.	Schmier- und Putzstoffe Mehrbedarf	1 800 „
4.	Bedienung: zweite Schicht 2 Mann, an 300 Tagen 2 . 7 . 300 . 2,75	11 600 „
5.	Brennstoffmehrverbrauch für Erzeugung von 212 000 kWh; 1 Wasser-kWh = 1,4 PS Std Dampf wegen Wegfall einer Übersetzung mit 0,9 kg zu 180 M/t. Kohlenbedarf: 1,4 212 000 · 180 : 1000 =	49 000 „
	Gesamtsumme der Mehrkosten bei Ausdehnung des Dampfbetriebes: B = ...	67 900 M.

Der jährliche Nutzen der Wasserkraft ist gleich dem Unterschied der Jahreskosten B — A = 47 250 M/Jr. Für den angenommenen Stichtag ist der gemeinübliche Zinsfuß für industrielles Anlagekapital bei Aufnahme auf II. Hypothek zu 5,5 vH anzunehmen, dazu muß eine Tilgung von 0,5 vH gerechnet werden.

Daher ist der kapitalisierte Nutzen oder der Ertragswert der Wasserkraftanlage:

$$\frac{47\,250}{6} \cdot 100 = \underline{787\,000\ \text{M}}$$

oder für 1 volle Jahres-PS $= \frac{787\,000}{69} = \underline{11\,400\ \text{M.}}$

Die wichtigsten Faktoren der Ertragswertberechnung.

1. Der erste Beurteilungsfaktor ist die Größe und Beständigkeit der verfügbaren Wasserkraft.

Mit Sorgfalt und Sachkenntnis müssen die Unterlagen aus den etwa vorhandenen (bei Fluß- und Meliorationsbauämtern zu erhebenden) Aufschreibungen der Ablesungen eines benachbarten Pegels und den dazu gehörigen Wassermessungen abgeleitet werden.

Wenn es das Beobachtungsmaterial gestattet, sollte man immer einen mindestens zehn Jahre umfassenden Zeitabschnitt

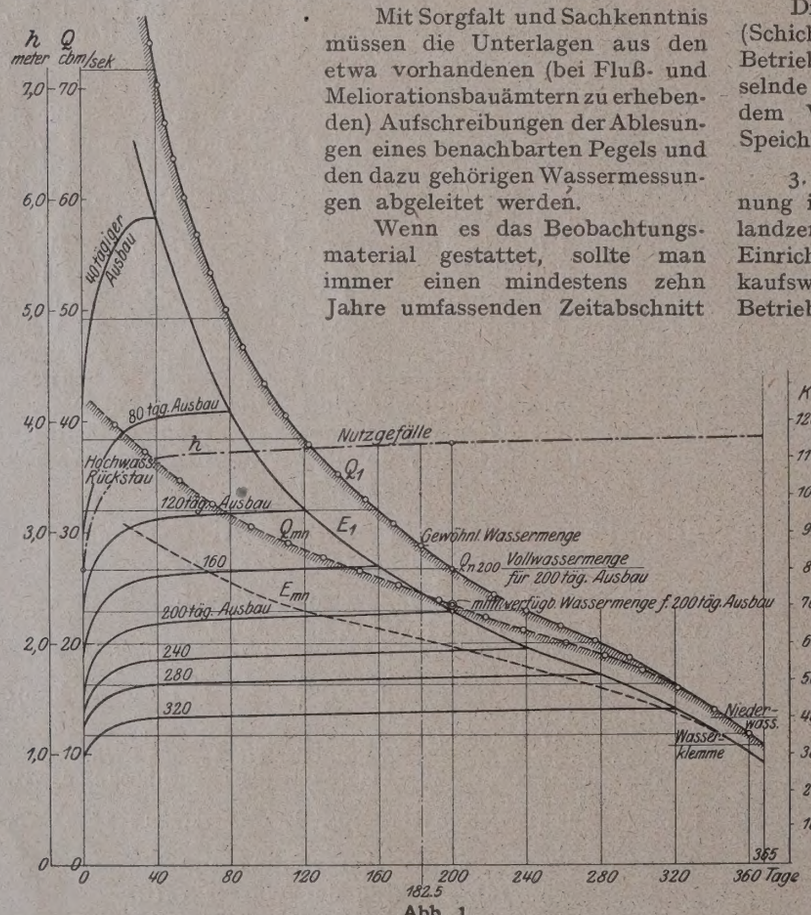


Abb. 1.

zugrunde legen und die Wassermengen, Gefälls- und Leistungsdauerlinie[2]) zum sogenannten Leistungsplan zusammenstellen.

Einen einfachen Leistungsplan zeigt Abb. 1.

Für genauere Untersuchungen dort, wo der Kraftbedarf innerhalb des Jahres stark wechselt, wird man aber auf die Darstellung der einzelnen Jahresganglinien von Wassermengen, Nutzgefälle und Nutzleistung nicht verzichten können.

Man hat scharf zu unterscheiden zwischen der Höchstleistung (PS, kW), die nur bei Vollwasser vorhanden ist, und der mittleren verfügbaren Nutzleistung oder dem Jahresarbeitsvermögen in PSJr, kWJr oder Kilowattstunden (kWh).

Von großer Bedeutung für die Wertung der Wasserkraft ist ferner die Größe und durchschnittliche Dauer der Wasserklemme, die unter Umständen, wenn der Betrieb keine Einschränkung erträgt, für die Höhe der erforderlichen Aushilfsmaschinenleistung und damit die Anlagekosten maßgebend ist. Etwaiges Vorhandensein oder Inaussichtstehen eines Abflußausgleichs durch Talsperren im Oberlauf des Flusses erhöht naturgemäß den wirtschaftlichen Wert einer Wasserkraft und ist entsprechend zu berücksichtigen.

Die natürlichen und technischen Eigenschaften der Wasserkraft und der Werkanlage sind bei alledem mit zu berücksichtigen: Eisgang, Grundeisbildung, Hochwasserrückstau, Verkrautung, Kanalverkiesung u. a. m.

2. Der zweite Beurteilungsfaktor ist der nach den gegebenen oder künftig möglichen Betriebsverhältnissen zu erwartende Grad der Ausnutzung der Anlage.

Die Ausnutzung hängt ab von der Arbeitseinteilung (Schichtenzahl und -dauer) des Betriebes, von dem Wesen des Betriebes selbst (gleichmäßig durchlaufende oder stark wechselnde Inanspruchnahme der Arbeitsmaschinen) und von dem Vorhandensein einer elektrischen oder hydraulischen Speicheranlage.

3. Der dritte wichtige Faktor der Ertragswertberechnung ist der Preis des Arbeitsersatzes (Tarif der Überlandzentrale einschließlich der für Anschluß und elektrische Einrichtung erforderlichen Aufwendungen, Kohlenkosten, Verkaufswert der im Betriebe abfallenden Holzreste, Sägemehl, Betriebslöhne).

4. Der vierte wichtige Faktor der Ertragswertberechnung ist der Kapitalisierungszinsfuß. Bei seinem Ansatz hat der Schätzende folgende Momente abzuwägen: Art der Geldbeschaffung (Bankkredit, hypothekarische Deckung, Eigenkapital, dessen anderweitige Anlage vielleicht gerade schwierig ist) und entsprechende zeitübliche Zinsfüße, ferner:

das Risiko mit Rücksicht auf Entwertungsmöglichkeit durch Geldwertänderung oder technische Fortschritte, Enteignungsgefahr usw.,

die Tilgungsnotwendigkeit mit Rücksicht auf Heimfallpflicht.

Einfluß verschiedenen Ansatzes der Bewertungsfaktoren.

Da nach Obigem der Ertragswert immer als Unterschied zweier Grundzahlen (Bruttoeinnahmen und -ausgaben) erhalten wird, so bewirken schon geringe Änderungen der in den Grundzahlen steckenden Bewertungsfaktoren verhältnismäßig beträchtlichere Änderungen des Ertragswertes. Dies wird durch Abb. 2 deutlich gemacht.

Berücksichtigung zeitlicher Verschiedenheit der Wertfaktoren.

Wenn mit erheblichen Schwankungen der Wertfaktoren zu rechnen ist — und das trifft bei heute anzustellenden Wertberechnungen durchweg in hohem Maße zu —, so muß man, so gut und schlecht es eben möglich ist, zahlenmäßige An-

[2]) Die „Wassermengendauerlinie“ zeigt die verschiedenen im Durchschnitt der zehn Jahre vorgekommenen Wassermengen der Größe nach geordnet im Gegensatz zur „Ganglinie“ der einzelnen Jahre, bei der die zeitliche Aufeinanderfolge ungeändert zum Ausdruck kommt.

nahmen über den von Jahr zu Jahr verschiedenen Stand des Ersatzkraftpreises, des Geldwertes usw. machen und in Form einer Liste Jahr für Jahr den wechselnden zukünftigen jährlichen Reinertrag ausrechnen. Die einzelnen Jahresbeträge sind dann nach den Regeln der Zinseszinsrechnung auf den Ausgangstag der Untersuchung zurückzudiskontieren, d. h.: es ist zu jedem einzelnen Jahresertrag (r_n) derjenige Ausgangswert a_n zu ermitteln, der, auf Zinseszins gelegt, am Ende des betreffenden, z. B.: nten Jahres zur Höhe r_n aufgelaufen wäre. Formel:

$$a_n = \frac{r_n}{p^n},$$

worin $p = 1 + \frac{z}{100}$ der sogenannte Diskontfaktor, z. B. bei 4,5 vH Zins = 1,045 ist.

Der Ertragswert ist dann gleich der Summe aller so ermittelten Einzelausgangsbeträge (a_n) über die ganze in Be-

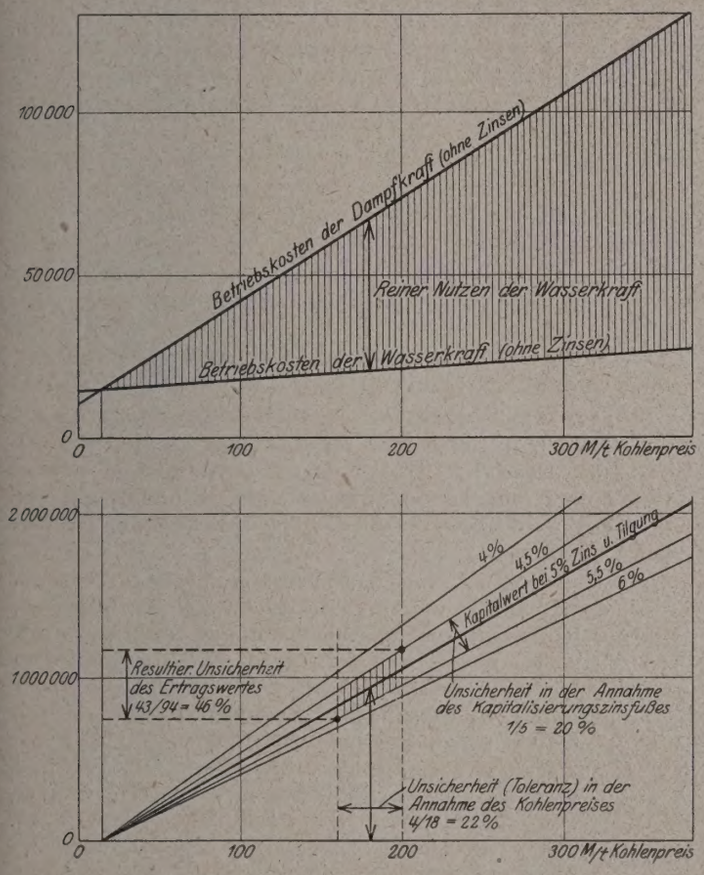


Abb. 2.

tracht kommende Zeitspanne (z. B. die Heimfallfrist oder die für Herstellung stabiler Verhältnisse angenommene Entwicklungszeit) zusammen mit einem Restbetrag (rediskontierter Übernahmewert bei Heimfall, rediskontierter Ertragswert ab Eintritt stabiler Verhältnisse).

Bei der Unsicherheit der Entwicklung wird man mehrere, günstige und ungünstige, Annahmen über den Verlauf des Geldwertes usw. machen, um ein Bild über die zu erwartenden Abweichungen des Ergebnisses zu bekommen.

Wichtig ist die Bemerkung, daß dem Wesen der Berechnung nach die einzelnen Jahreserträge (r_n) um so geringeren Beitrag zum gesamten rediskontierten Ertragswert liefern, je weiter sie vom Ausgangstag zeitlich entfernt liegen. Daher machen auch erhebliche Abweichungen im Verlauf der zugrunde gelegten Entwicklung am Ertragsergebnis nicht so viel aus, als man vielleicht von vornherein vermuten möchte, da eben die Bedeutung der sichereren nächsten Werte die der unsicheren späteren überwiegt.

Tatsächliche Ertragswerte.

Es ist nach dem Vorausgeschickten klar, daß örtlich und zeitlich allgemein gültige Zahlenangaben für den Ertragswert von Wasserkräften unmöglich gemacht werden können.

Immerhin bietet es einen gewissen rohen Anhalt zu sagen, daß vor dem Kriege ausgebaute mittlere und kleinere Wasserkräfte in den verschiedenen Gegenden Deutschlands von größerem oder geringerem Wasserkraftreichtum je nach Verkehrslage (Kohle!) mit 1000 bis 2000 M für die durchschnittliche Jahrespferdekraft bewertet wurden.

Auf Grundlage der tatsächlichen heutigen Preisverhältnisse käme man theoretisch etwa auf den 10- bis 15-fachen Wert. Praktisch, in Ansehung der Unsicherheit der Entwicklung des Geldwertes, muß man mit geringeren Beträgen, etwa zwischen 6000 und 11 000 M für ein Pferdekraftjahr rechnen.

III. Die Wertschätzung von Rohwasserkräften.

Ganz allgemein gilt:

Der Wert einer unausgebauten, rohen Wasserkraft ergibt sich, wenn man sich die Wasserkraft ausgebaut denkt und von ihrem dann unter Berücksichtigung der Betriebsverhältnisse anzunehmenden Verkehrswert, Ertragswert usw. den Gesamtbetrag der zum Ausbau erforderlichen Aufwendungen abzieht (Unterschied von Ertrags- und Neubaukostenwert).

Auf grundsätzlich demselben Wege ermittelt man auch den Wert einer bereits teilweise ausgebauten Wasserkraft, z. B. der Wasserkraft an einem Kanalisierungswehr, an einem alten Mühlenstau oder Gewerbekanal, einer Talsperre usw.

Und endlich kann man in der gleichen Weise auch an einer vollausgebauten Anlage den Wertanteil der zugrunde liegenden Rohwasserkraft, der manchmal als „Idealwert" bezeichnet wird, berechnen.

Faktoren der Rohwasserkraft.

Aus der Herleitung ergibt sich, daß unter sonst gleichen Verhältnissen der Wert der Rohwasserkraft um so höher ist, je günstiger die örtlichen und zeitlichen Verhältnisse für einen wirtschaftlichen Ausbau des Gefälles, je größer und gleichmäßiger die Wasserführung und je vorteilhafter auf der anderen Seite die Verwertungsmöglichkeit der erzeugten Arbeit bezw. je teurer die konkurrierende, denkbare Ersatzkraft ist.

Infolgedessen wird aber in noch höherem Maße als der Wert der ausgebauten auch derjenige der rohen unausgebauten Wasserkraft eine von Ort zu Ort und von Zeitpunkt zu Zeitpunkt außerordentlich schwankende Größe sein.

Dabei kann sich der paradox anmutende Fall ergeben — den wir heute vielfach haben —, daß trotz äußerster Kohlenknappheit und größten Krafthungers der Industrie der Wert der rohen oder halbausgebauten Wasserkraft doch gering ist, weil gleichzeitig die Schwierigkeiten und Kosten des Ausbaues außerordentlich gestiegen sind — soweit es nicht gelingt, durch besondere bauliche oder organisatorische Maßnahmen diesen Schwierigkeiten zu begegnen.

Eine sehr wichtige Rolle neben den bau- und betriebstechnischen Faktoren spielt vor allem auch der Stand der Gesetzgebung.

Grundbedingung für die materielle Verwertbarkeit ist die ideelle Berechtigung zur Ausnutzung der Wasserkraft, die nach der neuzeitlichen Wassergesetzgebung in Deutschland durch Verleihung vom Staate erteilt wird.

Etwaige Verleihungsgebühren und die Unkosten des Verleihungsgesuches, Entwurfskosten usw. vermindern von vornherein den Wert der Rohwasserkraft.

Unterschiede in der verwaltungsrechtlichen und gesetzgeberischen Behandlung verschiedener Größenklassen von Wasserkräften verschieben deren Bewertung für die Privatindustrie.

So kann das Freibleiben der Kleinwasserkräfte (unter 5000 kW) von Sozialisierungsmaßnahmen zu einer Wertsteigerung derselben und in weiterer Linie sogar dazu führen, daß die Ausbauform und Ausbaugröße solchen Gesetzesbestimmungen angepaßt wird, unter Umständen zum Nachteil der Allgemeinwirtschaftlichkeit (Zerstückelung von Gefällsstrecken, unvollkommener Ausbau der Wassermengen).

Privatwirtschaftliche Faktoren.

Weitere wichtige Beurteilungsmomente ergeben sich auf rein wirtschaftlichem Gebiet aus dem ganz verschiedenartigen Kapitalbedarf der Wasserkraftnutzung im Vergleich z. B. mit Dampfkraftnutzung.

Die Wasserkraft ist kapitalintensiv, frißt Zinsen und der Gewinn verteilt sich auf eine große investierte Geldsumme, während die Betriebsunkosten gering sind. Bei der Dampfkraftanlage ist das Gegenteil der Fall.

Auch hinsichtlich der Kapitalflüssigkeit unterscheiden sich beide Arten von Anlagen wesentlich, indem das Kapital bei der Wärmekraftanlage verhältnismäßig leicht durch Verkauf der (wie oben ausgeführt) in der Regel auf den augenblicklichen Verkaufswert abgeschriebenen Dampfkraftanlage flüssig gemacht werden kann, was naturgemäß bei der Wasserkraftanlage nur sehr beschränkt möglich ist.

Die Gründe für eine „Liquidation", für die Notwendigkeit einer derartigen Flüssigmachung liegen aber in erster Linie in der Absatzmöglichkeit der Kraft und so sehen wir, daß Wasserkraftanlagen anfänglich bei unsicherem Absatz börsenmäßig ungünstig beurteilt werden, daß sie aber nach einiger Zeit wirtschaftlicher Rente umgekehrt höher im Kurs stehen können als es der Ertragswert üblicherweise rechtfertigt.

Betrachtet man den Unterschied der beiden Krafterzeugungsarten vom allgemein wirtschaftlichen Standpunkt und nicht vom privatwirtschaftlichen, so kann man sagen: in der Wasserkraftanlage wird eine große Menge menschlicher Arbeit aufgehäuft, deren Ertrag aber dann auf eine lange Zeit ohne großen ständigen Aufwand fließt, während bei der Wärmekraftanlage eine geringere Arbeitsmenge angehäuft wird, aber in mehr vergänglicher Weise und unter ständig dauernder Beanspruchung weiterer großer Arbeitsmengen, sei es zur Heizung und Wartung, sei es indirekt für die Gewinnung und Beförderung von Kohlen oder die Herstellung der Schmieröle usw.

Diese allgemeinen Tatsachen sind aber doch auch wieder für den Privatunternehmer von Bedeutung. Wenn wir bedenken, daß die Bewertung der Arbeitskraft nicht gleichbleibend ist, sondern daß gerade heute der Wert der Arbeitskraft gegen früher, in Geld ausgedrückt, außerordentlich gesteigert ist, aber wohl auch in Zukunft diesen hohen Stand wieder verlassen wird, dann könnte (bei ungeändert bleibender technischer Grundlage) eine augenblickliche Anhäufung (Investierung) der teuren Arbeit nicht am Platze scheinen, sondern man würde zweckmäßiger auf die später billiger werdende Arbeitsquelle rechnen, also keine Wasserkraftanlage, sondern eine Dampfkraftanlage bauen.

Dieser Schluß wäre aber voreilig.

Man beachtet nämlich dabei nicht, daß der Wert unseres Geldes keine gleichbleibende Größe ist, und dies kommt gerade darin zum Ausdruck, daß auch bei teuren Preisen des schlechten Geldes wegen die Investierung in realen Werten selbst bei einer zahlenmäßig ungünstigen Rechnung auch dem Privatunternehmer zweckmäßig erscheinen kann, wobei er die Unsicherheit der Verhältnisse ebenso einschätzen wird, wie einen eventuell leichteren Verlust durch Zugriff des Staates gerade auf flüssige Mittel.

Die Wasserkraft hat hier vieles mit dem Grund und Boden gemeinsam. Dessen besonderer Wertcharakter kommt in der hypothekarischen Beleihungsmöglichkeit zum Ausdruck, die für die Rohwasserkraft gleichfalls anzustreben wäre. Vorläufig sind nur Grundstücke und bauliche Anlagen in dieser Weise beleihbar.

Aus der Baukostenüberteuerung, der volkswirtschaftlichen Bedeutung der Kohlenersparnis und der notwendigen Schaffung von Arbeitsgelegenheit kann aber auch hergeleitet werden, daß die private Wasserkraftausnutzung wohl ähnlichen Anspruch auf staatliche Unterstützung, mindestens durch Gewährung von Zinsgarantie, hätte, wie sie das Bauen für Wohnungszwecke in den staatlichen und gemeindlichen Baukostenzuschüssen bereits genießt.

Auf der anderen Seite wird parallel mit der erwähnten Verwandtschaft von Wasserkraft und Bodenwert der Staat geneigt sein, seinen schwankenden Papiergeldwert durch Höchstpreisfestsetzung oder Verkehrspreisbeschränkungen zu stützen, selbst auf die Gefahr hin, diejenigen seiner Bürger, die gerade in Wasserkraft investieren, gegenüber den in anderen Industrien investierenden zu schädigen.

Schluß.

In der Praxis der Wertermittlung liegen die größten Schwierigkeiten nicht so sehr im Rechnungsansatz, als vielmehr in der richtigen Beurteilung der maßgebenden Grundlagen für die Wahl der anzuwendenden Berechnungsmethode und in der zutreffenden zahlenmäßigen Erfassung der einzelnen Bewertungsfaktoren.

Es ist im Vorausgegangenen mehrfach darauf hingewiesen worden, daß, schon in Zeiten ruhiger Entwicklung, hierin gewisse Unsicherheiten, sozusagen Schwankungs- und Annahmetoleranzen gegeben sind, die im Ergebnis entsprechend zum Ausdruck kommen müssen.

Je nach der Stellung des Bewertenden zu dem Untersuchungsgegenstand (Anwalt des Käufers, des Verkäufers) wird er geneigt sein, eher an die obere oder untere Toleranzgrenze zu gehen und so das Ergebnis zu seinen Gunsten zu gestalten. Daraus erklären sich die bei Wertschätzungsverhandlungen oft auftretenden bedeutenden Abweichungen der Ergebnisse.

Die Wertschätzung von Wasserkraftanlagen läßt sich in keinem Falle schematisch und nach fertigen Rezepten handhaben. Sie ist eine Aufgabe, die nur mit gründlicher Sachkenntnis und auf Grund eingehender Würdigung der immer verschiedenen Verhältnisse des Einzelfalles mit Aussicht auf Erfolg in Angriff genommen werden kann.

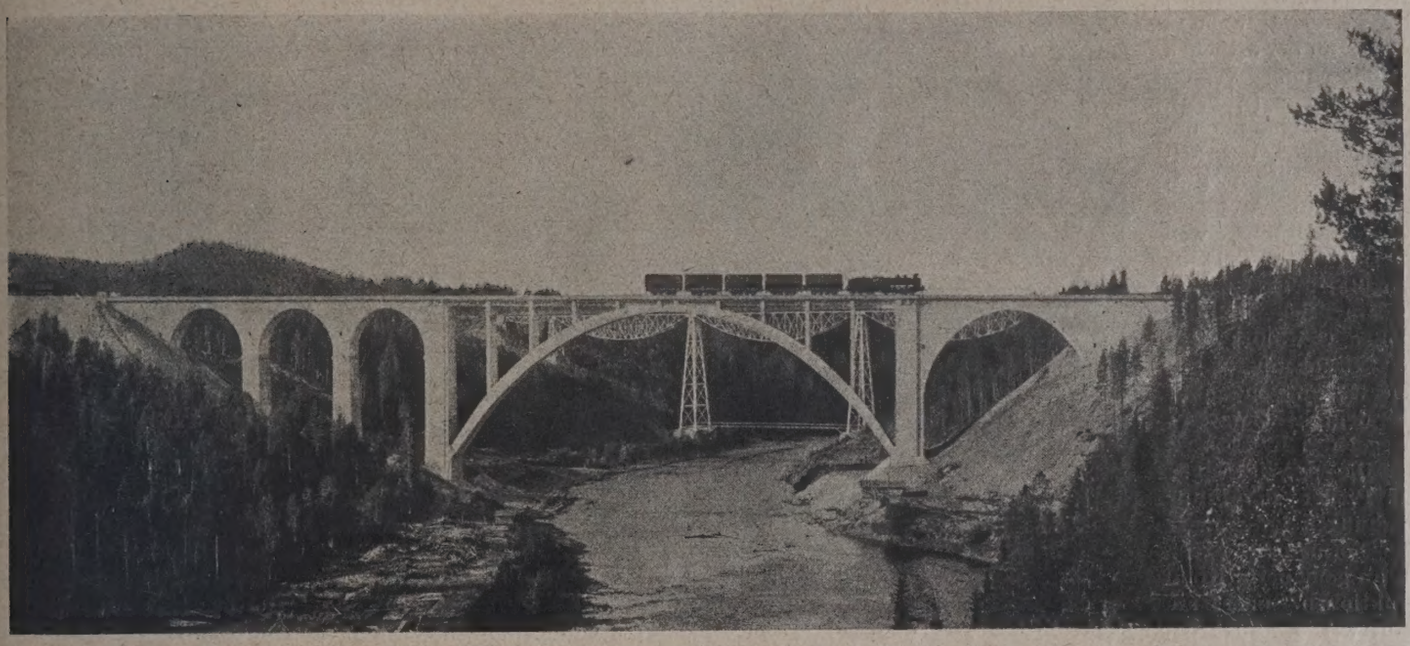
In dieser richtigen Weise, vom berufenen Fachmann durchgeführt, darf die Kunst der Wertschätzung aber hohe volkswirtschaftliche Bedeutung in Anspruch nehmen, indem sie durch gerechte Würdigung der Interessen von Käufer und Verkäufer zum gesteigerten Umsatz und damit i. d. R. zur Steigerung der volkswirtschaftlich heute besonders wichtigen Ausnutzung der Wasserkräfte beitragen kann.

DIE NEUE EISENBAHNBRÜCKE ÜBER DEN ÖREFLUSS IN SCHWEDEN.

Von Otto Linton, Professor an der Technischen Hochschule in Stockholm.

Vor etwa zehn Jahren fing man hierzulande und besonders bei den Staatseisenbahnen an, die Vorteile zu beachten, welche in der Verwendung des Eisenbetons liegen. Dies führte zum Bau von mehreren bedeutenden Eisenbetonbrücken sowohl für den Straßen- und Landstraßenverkehr als auch für den Eisenbahnverkehr. Die Entwickelung des Eisenbetonbrückenbaues in Schweden hat schnelle Fortschritte gemacht und führte zuletzt bei den Staatseisenbahnen zum Bau der größten normalspurigen Eisenbahnbrücke der Welt.

Die im Oktober 1919 dem Verkehr übergebene Eisenbahnbrücke über den Öreфluß in der Strecke Mellansel—Vännäs dicht nördlich der Station Nyåker ist mit ihrer Spannweite von 90,7 Meter für das große Gewölbe über den Fluß die größte steinerne Brücke, die bisher für eine normalspurige Eisenbahn gebaut wurde.



Westliche Flußböschung. Abb. 1. Die fertige Brücke während der Probebelastung. Östliche Flußböschung.

Das bisher größte steinerne Brückengewölbe Skandinaviens bildete der mittlere Bogen der Skurubrücke mit einer lichten Öffnung von 72 Meter. Die Brückenbahn der Skurubrücke liegt um 12 Meter niedriger, als es bei der Brücke über den Öreфluß der Fall ist.

Östliches Gewölbe. Abb. 2. Lehrgerüste. Westlicher Viadukt.

Für die schmalspurige und für leichten Verkehr bestimmte elektrische Eisenbahn zwischen Chur und Arosa in der Schweiz

ist bekanntlich ein Eisenbetongewölbe über das Plessurtal mit einer lichten Öffnung von 96 Meter vorhanden, und ist die überhaupt größte Spannweite der Welt, die in Stein oder Beton für eine Eisenbahn zu verzeichnen ist.

Die neue Öre-Flußbrücke hat eine Gesamtlänge von 227 Meter (siehe Abb. 1 u. 2). Die Brückenfahrbahn ist mit einem Gefälle 11‰ von Westen nach Osten gelegt, weil dadurch Höhen der Widerlager und Pfeiler an der östlichen Flußböschung verringert wurden (Abb. 3). Diese Neigung der Brückenbahn hat keinen nachteiligen Einfluß auf die Architektur der Brücke, weil sie sich dem Gelände anpaßte.

Im Scheitel des großen Gewölbes liegt die Brückenbahn in einer Höhe von 44 m über dem Niederwasserspiegel des Flusses.

Die Widerlager und Pfeiler der Flußböschungen haben massige Formen erhalten, die an gemauerte Konstruktionen oder an Mauerwerke aus Grobbeton erinnern, während Eisenbetonformen erst im großen Gewölbe über den Fluß zum Vorschein kommen. Diese gewissermaßen gemischte Bauweise hat keine verschlechterte Gesamtheitswirkung der Architektur der Brücke herbeigeführt. Es ist selbstverständlich über einen breiten und reißenden Fluß eine Bauweise mit einer aufgelösten und daher weniger schweren Konstruktion erforderlich, während bei Talübergängen die Stützen sich dichter an einander stellen lassen.

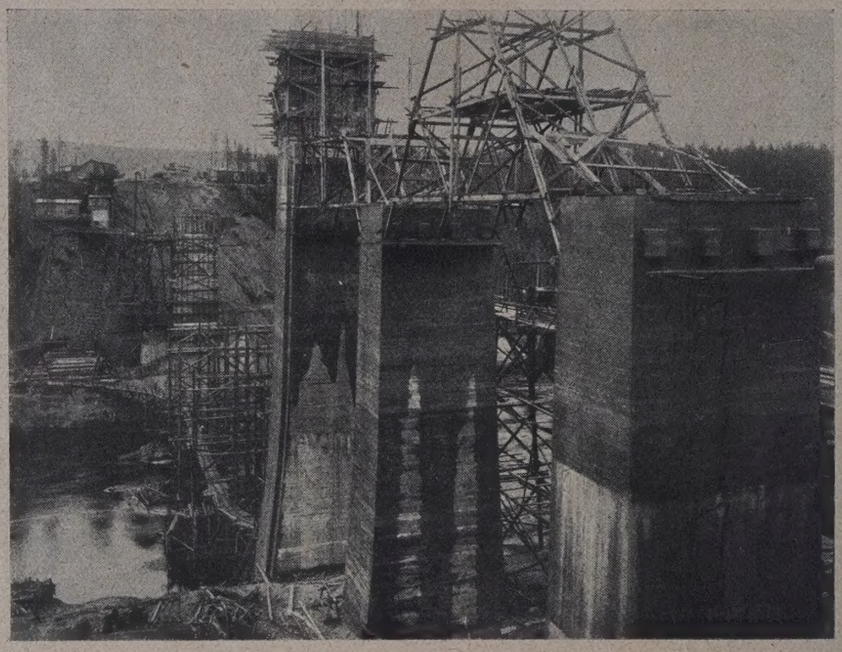


Abb. 3. Brückenpfeiler auf dem westlichen Ufer.

Um die aufgelöste Eisenbetonkonstruktion über den Fluß mit den massigen Konstruktionen über Land in Einklang zu bringen, wurde die Auflösung der ersteren nicht zu weit getrieben. So ist das Gewölbe selbst massiv mit durchweg rechteckigem Querschnitt, ohne in zwei getrennte Böge aufgelöst zu werden, und die sekundären Pfeiler, die die Brückenfahrbahn tragen, sind alsmassige, querlaufende Wände angeordnet.

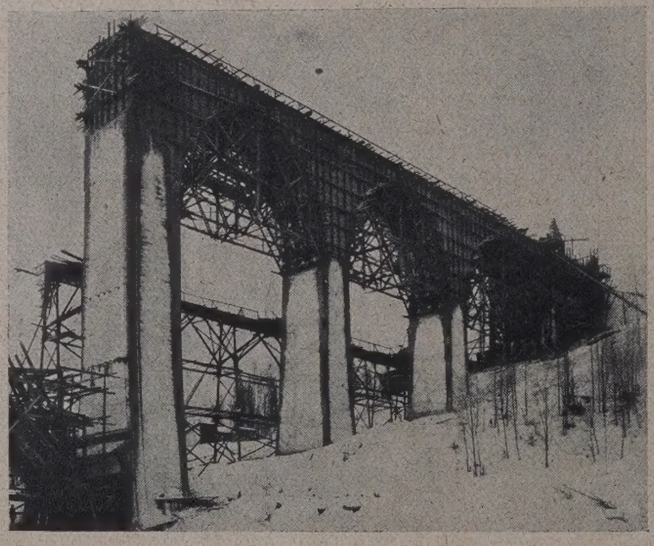


Abb. 4. Der westliche Viadukt.

Der gegenseitige Abstand zwischen den sekundären Pfeilern ist ziemlich groß, so daß nur drei solche Pfeiler der Seite des Gewölbescheitels vorkommen. Durch diese Maßnahmen wurde eine bedeutend ruhigere und schönere Gesamtheitswirkung erreicht, als es beispielsweise die Skurubrücke mit ihrem Walde von sekundären Pfeilern bietet.

Die unsymmetrische Anordnung der Brücke mit drei kleineren Gewölben an der westlichen Seite und nur einem größeren an der östlichen Seite ist durch das Querprofil des Flußtales und durch die wesentlich verschiedenen Bodenverhältnisse an den beiden Flußböschungen bedingt. An der ziemlich schwach abfallenden westlichen Flußböschung, wo der natürliche Baugrund gut war, führte die wirtschaftlichste Lösung zu einer kürzeren Bogeneinteilung, so daß nur drei Gewölbe mit einer freien Spannweite von je 16,2 Meter angeordnet wurden. Die Bodenverhältnisse an der steileren östlichen Flußböschung waren schlechter, so daß eine Pfahlgründung mit Eisenbetonpfählen dort vorzunehmen war. Diese Tatsache in Verbindung mit der Schwierigkeit, in der steilen Böschung Erdarbeiten mit kleineren Schachtabständen auszuführen, führte zum Bau eines einzigen Gewölbes mit 32,5 Meter freier Spannweite über der östlichen Flußböschung. Die hierdurch entstandene Unsymmetrie sowohl mit Rücksicht auf Spannweite als auch auf die Gewölbeanzahl für die westliche und östliche Flußböschung sieht in der Tat ganz natürlich aus und steht mit dem Gelände gut im Einklang.

Die freie Brückenbreite ist nur so groß, daß bei dem Normalprofil des Zuges, ein Mann breit an jedem Geländer eben noch stehen kann.

Gerade über den beiden Widerlagerpfeilern des großen Gewölbes sind durch konsolähnliche Auskragungen besondere Zufluchtsstätten mit etwas größerem Raum angeordnet.

Um der Brücke hinreichende seitliche Steifigkeit zu geben, wächst die Breite nach unten, was dadurch erzielt wurde, daß die Außenflächen ganz oben zuerst eine schwache Neigung haben und sich in einer Kurve nach unten ausbreiten. Das große Gewölbe wächst an Breite von 5,2 Meter im Scheitel bis zu 7,5 Meter an jedem Widerlager und diese Erweiterung der Breite erfolgt im Grundriß nach stetigen gekrümmten Linien.

Mit Rücksicht auf die zu erwartenden Bewegungen des Pfeilers und des Widerlagers an der östlichen Flußböschung infolge kleinerer Setzungen der Pfahlgründungen wurden sowohl das große Gewölbe über den Fluß als auch das Gewölbe über die östliche Flußböschung als Dreigelenkbögen gebaut. Die Gelenke sind als zylindrische Zapfenlager mit durchgehenden Zapfen ausgebildet.

Die Formen der Wölbungen wurden als die wirtschaftlichsten mit Hilfe der statischen Berechnung bestimmt.

Die Gewölbestärken des großen Gewölbes sind 1,3 Meter im Scheitel und 1,5 Meter an jedem Widerlager. Da das Gewölbe ein Dreigelenkbogen ist, ist die größte Gewölbedicke etwa an der Mitte der beiden Gewölbehälften erforderlich. An diesen beiden Stellen ist die Gewölbedicke 2,4 Meter, die Gewölbebreite ist dort 5,5 Meter. Diese Verdickung des Gewölbes in den beiden äußersten Viertelpunkten ist nicht verborgen worden; sie tritt in der Ansicht der Brücke hervor.

Für den Bau des großen Gewölbes war ein 40 Meter hohes Lehrgerüst nötig, welches teils durch die Widerlagspfeiler und teils durch vier im Flusse angeordnete, vorläufige Zwischenstützen unterstützt wurde.

Dieses in Abb. 2 veranschaulichte Gerüst dürfte eine der größten und schwierigsten Holzkonstruktionen sein, die bisher ausgeführt wurden. Die Zusammenpassung wurde auf dem Eis des Flußes ausgeführt wie es Abb. 5 näher zeigt. Die Lehrgerüste der anderen Gewölbe wurden aus dreigelenkigen hölzernen Fachwerkbögen hergestellt.

Der Viadukt über der westlichen Flußböschung (Abb. 4) erinnert in modernisierter Form an die antiken römischen Aquädukte und bildet einen der schönsten Teile der Brücke. In Widerlagerhöhe wurden armierte Betonkonsolen einfachster Form als Stützen der Lehrgerüste (Abb. 3) angeordnet. Derartige Widerlagerkonsolen kommen nicht selten an antiken römischen Steingewölben vor.

Die Brückenbahn ist seitlich durch einfache Eisengeländer mit gußeisernen Ständern und mit drei längsgehenden Stäben aus Gasrohr begrenzt.

Die ganze Brücke enthält 11,100 m³ Beton, wovon 7250 m³ in Mischung 1:4:6 und 3850 m³ in Mischung 1:3:5 hergestellt sind.

Als Bewehrungseisen wurden 130 Tonnen Rundeisen und 120 Tonnen Eisenbahnschienen verwendet. Die Gerüste des großen Gewölbes enthalten zusammen 900 m³ Holz, was 0,665 m³ Holz pro 1 m³ Beton im Gewölbe entspricht. Das Eisen für Bolzen, Beschläge, Zugbänder und Schraubenböcke (zum Senken des Lehrgerüstes) betrug 40 Tonnen.

Die neue Öre-Flußbrücke liegt etwa 140 Meter unterhalb der alten. Im Zusammenhang mit der Brückenverlegung wurde eine Strecke von etwa 2000 Meter Länge umgelegt, wodurch Krümmungen ausgerichtet und Neigungen ausgeglichen wurden.

Die Gesamtkosten des ganzen Brückenbaues einschließlich der Verlegung der Eisenbahnlinie wurden 1914 auf 850 000 Kronen (schwed.) berechnet. Durch das Steigen der Materialpreise und der Arbeitslöhne sind die Kosten auf etwa 2 100 000 Kronen gestiegen. Diese beiden Summen stehen aber im richtigen Verhältnis zu dem infolge des Krieges geänderten Geldwert.

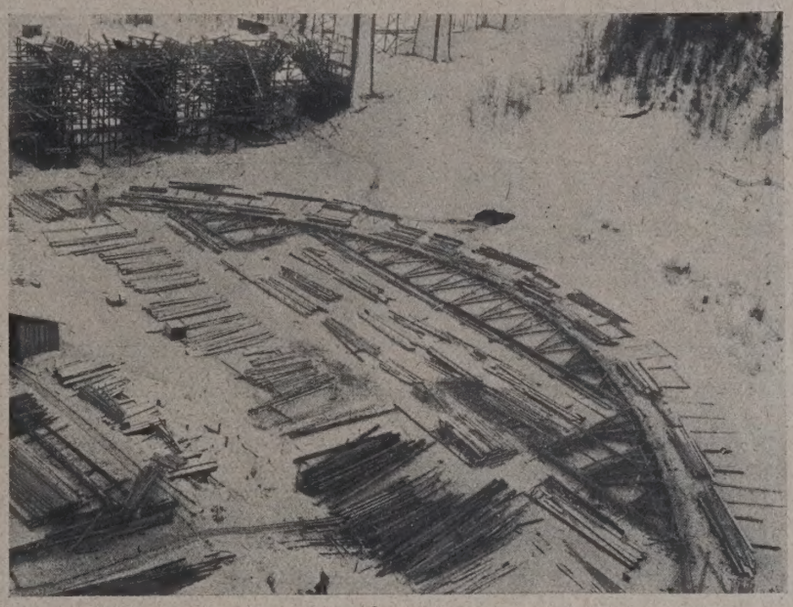


Abb. 5 Vorbereitung des großen Lehrgerüstes auf dem Eis des Flusses.

Bezüglich der Architektur der Brücke ist zu bemerken, daß nach dem Grundsatze verfahren wurde, die Hauptformen der Brücke ihrem Zweck anzupassen. Die Brücke sollte in ihren Hauptlinien, Flächen und Massen monumental wirken, mit dem Bestreben Einfachheit, Klarheit und Ausdruck zu erzielen; unnütze Zusätze, Dekorationen und Ornamente sollten vermieden werden.

Die ursprünglichen Entwürfe, vorbereitenden Kostenanschläge und Berechnungen der neuen Öre-Flußbrücke, die der Ausführung der Arbeit ziemlich unverändert zugrunde gelegt wurden, sind während der Jahre 1913 und 1914 vom Verfasser gemacht worden. Die Einzelentwürfe wurden später im Auftrage der Königl. schwedischen Eisenbahnverwaltung durch Verfasser als Mitinhaber der beratenden Ingenieurfirma H. Krüger & O. Linton, ausgearbeitet. Bei der architektonischen Ausbildung der Brücke wurde der Architekt Torben Grut zu Rate gezogen.

Die Ausführung der Arbeit erfolgte unter der Leitung der staatlichen Eisenbahnbehörden mit dem Zivilingenieur, Leutnant Rolf Moberg als Bauleiter.

NEUERE BRÜCKENFORMEN AN HAND DES SCHWEDENWETTBEWERBES.[1])

Von Dr.-Ing. Georg Müller, Regierungsbaumeister, Berlin-Lankwitz.

Die Brückenbauer haben ihr Urteil über das Ergebnis des Schwedenwettbewerbes gesprochen. In der gesamten Fachpresse und am ausführlichsten in der jüngsten Zeitschrift „Der Bauingenieur" sind die eingereichten Lösungen gewürdigt worden. Die Kritiken stimmen darin überein, daß der vom Preisgericht mit dem ersten Preis gekrönte Entwurf „Simplicitas" der Brückenbauanstalt Gustavsburg in seinen drei verschiedenen Vorschlägen mit Recht als der bauwürdigste in jeder Hinsicht ausgezeichnet worden ist. Im übrigen bot das Ergebnis dieses „Ideenwettbewerbes" an neuen Formen für Hochbrücken keine Überraschungen. Der Gerberträger und der Zweigelenkbogen mit Zugband in tadelloser Durchbildung beherrschten das Feld. Der bedeutsamste Teil des Bauwerkes, die eigentliche Hochbrücke, liegt in der Überbrückung der südlichen Arstabucht. Für sie wurden unter anderem sehr weitgespannte Sichelträger, das System der Rendsburger Hochbrücke mit einem Parallelträger als Schwebeträger und eine sehr kühne Eisenbeton-Dreigelenk-Bogenbrücke mit Zugband ruhend auf weit vorgekragten, gestelzten Gelenken in Vorschlag gebracht.

Die Kritik fand sich mit diesem Ergebnis ab, indem sie hier und da der Meinung Ausdruck gab, daß die Anschauungen über die neuzeitlichen Brückenformen und ihre Entwicklungsmöglichkeiten geklärt seien.

Ob das wirklich der Fall ist, steht durchaus nicht fest. Daß ein derartiger Wettbewerb kein ganz getreues Bild der tatsächlichen Meinungen geben kann, liegt daran, daß die

[1]) Der zwischenstaatliche Wettbewerb für Entwürfe zu einer Eisenbahnbrücke über die Arstabucht bei Stockholm im Frühjahr 1919. Besprochen im Bauingenieur 1, 1920 Heft 1—7.

meisten der unabhängigen Eisenbauingenieure selbständig einen derartigen Wettbewerb wegen der hohen Anforderungen und Kosten nicht bestreiten können[2]). Man denke allein an die Aufwendungen für die unentbehrlichen Schaubilder, Auslandsreisen, oft nötige Nachprüfung der Unterlagen und das große Wagnis angesichts der heutigen Wirtschaftslage unserer Intelligenz. Innerhalb der großen Firmen sind es immer nur ganz wenige Ingenieure, denen die Aufgabe der Aufstellung des allgemeinen Brückenentwurfes zufällt. Aber auch diese

In diesem Sinne scheint nur der preisgekrönte Entwurf „Simplicitas" der Brückenbauanstalt Gustavsburg beachtlich. An anderer Stelle [3]) habe ich ausgeführt, inwiefern dieser Entwurf gegenüber den bisherigen Formen einen gewissen Fortschritt bedeutet. Das wird zwar bestritten. In einer mir vorliegenden Zuschrift wird auf das Vorbild der Treskowbrücke verwiesen und die scharfe Eckbildung als ein starker Mißklang im Brückenbilde verurteilt. Beide Formen sind in Abb 1 und 2 gegenübergestellt.

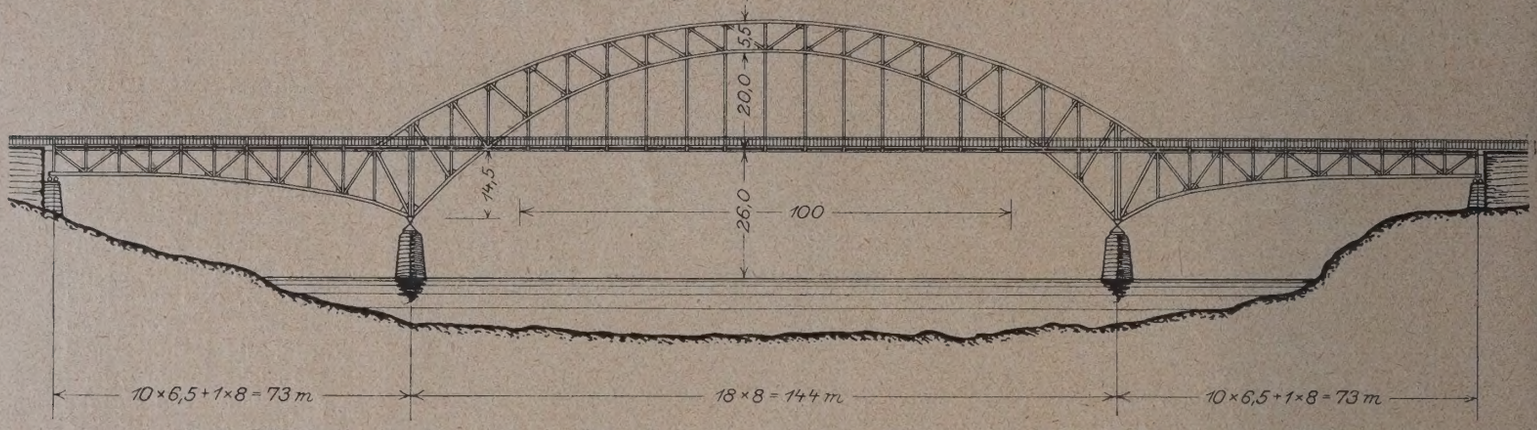


Abb. 1. Lösung mit geschwungenem Untergurt in den Seitenöffnungen. (Nach dem Vorbild der Treskow-Brücke).

sind niemals ganz freie, sondern durch Gemeinschaftsarbeit oder sonstige Rücksichten gebundene Kräfte.

Wie auf allen andern Gebieten technischen Schaffens wandeln sich auch unsere Anschauungen über Brückenformen und Neues bereitet sich vor. Wie beispielsweise rückwärts die Entwicklung des Kraftwagenmotors durch den leichten Flugzeugmotor beeinflußt ist, so wird der zukünftige Brückenbau mancherlei Anregungen aus den neuzeitlichen Kranformen, Rahmen- und Hallenbindern im Eisenhochbau, ja

Auch ich bin nicht restlos befriedigt von dem Entwurf „Simplicitas", aber gerade aus entgegengesetzten Gründen. Wenn behauptet wird, daß die Linienführung der Treskowbrücke sich den statischen Verhältnissen, also dem Verlauf der Momentenkurve anpaßt, so kann man das für den Entwurf „Simplicitas" wohl auch behaupten. Die Momentenlinie des Gerberbalkens über der Stütze zeigt einen ausgeprägten Spitzenverlauf, d. h. mit raschem Abfall zum Gelenk und zur Seitenöffnung. Dazu stimmt die scharfe Eckbildung durchaus.

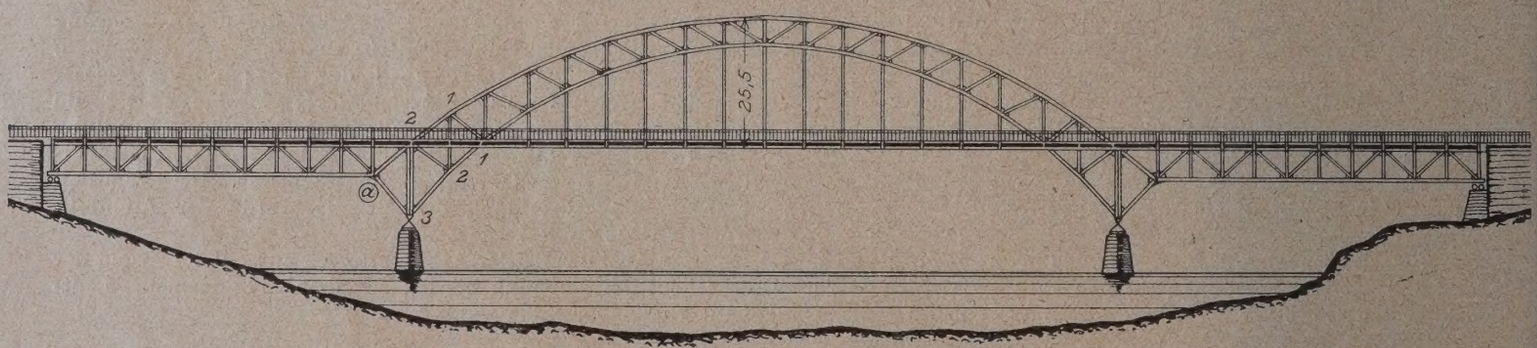


Abb. 2. Der mit dem 1. Preis gekrönte Entwurf „Simplicitas" der Brückenbauanstalt Gustavsburg. — Gerader Untergurt und Knick in *a*.

selbst durch den modernen Holzbau und die Kriegsbrücken (z. B. für die Ausfuhr) erhalten.

Daß diese Einwirkungen bis jetzt so wenig sichtbar in die Erscheinung getreten sind, liegt vor allem an dem Mangel an Gelegenheit zu großen Ausführungen. Trotzdem darf man wohl aussprechen, daß die Entwicklung im Brückenbau unverkennbar auf Ausbildung einfachster Formen hindrängt und auf eine bewußte Abkehr von allem gesucht „Geschmackvollen".

Wenn heute hier zu dem Wettbewerb und seinem Ergebnis rückblickend Stellung genommen wird, so geschieht es nicht, um dem allgemeinen Urteil zu widersprechen oder irgend einem der anderen eingereichten Vorschläge das Wort zu reden, sondern um zu versuchen, aus ihm Entwicklungsrichtungen und, wenn möglich, Zukunftsformen im Großbrückenbau herzuleiten.

Zu bedauern ist dagegen, daß die Entwurfsverfasserin auf dem fortschrittlichen Wege der Vereinfachung nicht weit genug gegangen, sondern sozusagen auf halbem Wege stehengeblieben ist.

Der Bogen der Hauptöffnung paßt nicht zu dem Parallelträger der Seitenöffnung. Die Vorstellung, daß die letzteren dem großen Bogen als Widerlager dienen sollen, ist nicht zwingend. Wenn man eine Aufnahme des Bogenschubes durch die Parallelträger annimmt, dann dürfte sie vorstellungsgemäß nicht auf dem Bogenrücken erfolgen, sondern in den natürlichen Widerlagerlinien 1—1 oder 2—2 oder a—3. Eine innere Unstimmigkeit ist zweifellos vorhanden. Sie etwa durch Schwingen des Untergurtes beheben zu wollen, wäre rückschrittlich und verkehrt, an sich und im Hinblick auf die übrigen Parallelträger des Vorschlages Simplicitas I. Es bleibt also nur eine Abänderung des Tragwerkes in der Hauptöffnung übrig.

[2]) Der Verfasser hat an dem Wettbewerb nicht teilgenommen.

[3]) Vgl. „Der Bauingenieur", 1920, Heft 15, „Schönheitliche Werturteile über Brücken" von Regierungsbaumeister Dr.-Ing. Georg Müller, Berlin-Lankwitz.

Es mag in Nachstehendem gestattet sein, zwei Gegenvorschläge bekanntzugeben, die auf eine noch weitergehende Vereinfachung des Netzbildes hinzielen und die hiermit interessierten und Fachkreisen unterbreitet werden.

Der erste Versuch geht darauf aus, das Brückenbild gegenüber dem weichen, glatten Bogen in schönheitlicher Beziehung ausdrucksvoller zu gestalten. Der zweite Vorschlag äußerlich anspruchsloser, doch vielleicht nicht ohne Reiz, legt mehr Gewicht auf technisch-wirtschaftlichen Wirkungsgrad.

Abb. 4 zeigt den ersten Gegenvorschlag mit dem wesentlichen Merkmal des einfach gebrochenen Obergurtes. Statt des stetig gekrümmten Gurtes ist ein einziger Knick vorgesehen. Die Einschaltung eines Brechpunktes in der oberen Gurtung läßt sich wie folgt begründen:

1. Statisch: die Größtmomente beim Zweigelenkbogen mit Zugband liegen in der Nähe der Viertelspunkte.
2. Technisch-konstruktiv: Der Ersatz des fortlaufend gekrümmten Gurtes durch zwei Grade vereinfacht und verbilligt die Herstellung.
3. Aufbautechnisch: Der wagerechte Obergurt im Mittelteil gestattet gerade vor dem Zusammenschluß den Gebrauch eines leichten Kranes für den stabweisen, freien Vorbau.
4. Schönheitlich: Durch den charakteristischen Knick oben wird der ästhetisch notwendige Gegenpunkt zu der scharfen, einspringenden Ecke unten geschaffen.

Der Mittelteil mit dem wagerechten Obergurt klingt besser mit den Paralleträgern in den Nebenöffnungen zusammen.

Das Rahmen-Sprengwerk- oder bockähnliche Gebilde läßt weniger die vordem notwendige Widerlagswirkung vermissen.

Nicht ungünstig wirkt m. E. der Gegensatz zwischen dem geraden, gebrochenen Obergurt und dem eigenartig gekrümmten Untergurt. —

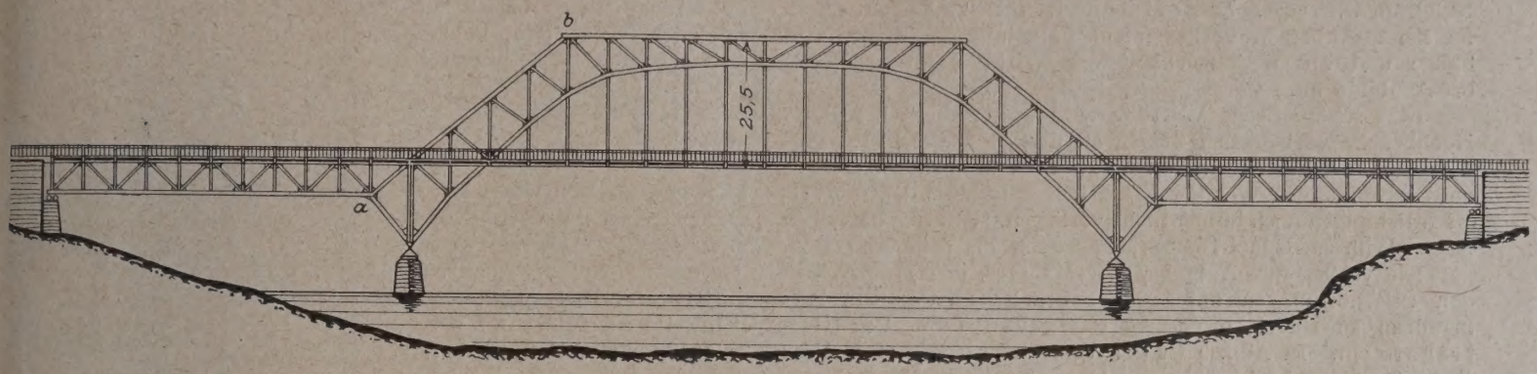


Abb. 3. 1. Gegenvorschlag mit sprengwerkähnlicher Ausbildung des Schwebeträgers. Gerader Obergurt und Knick in *b* als Gegenpunkt zu *a*.

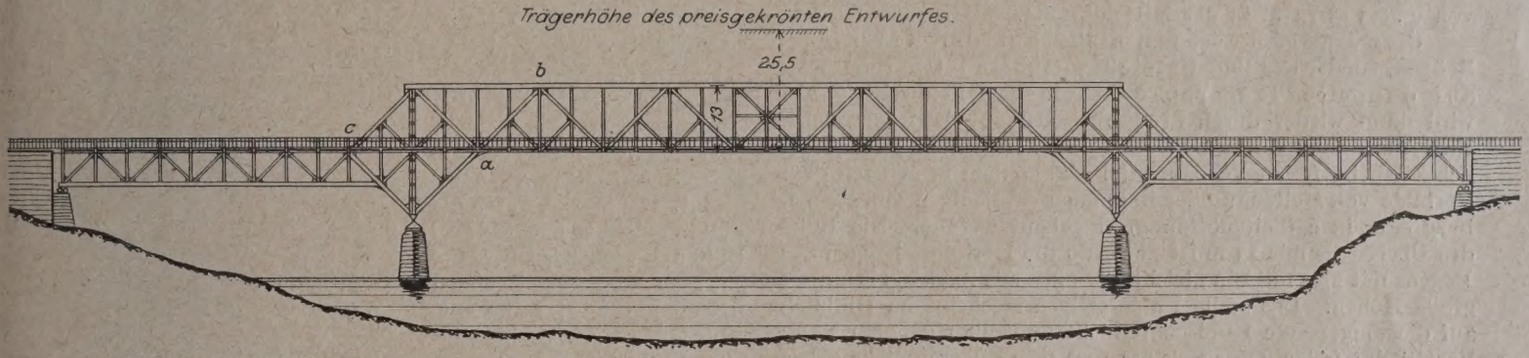


Abb. 4. 2. Gegenvorschlag zum Preisentwurf „Simplicitas" I. Gekröpfter Paralleträger mit Unterteilung, λ durchweg = 6,5 m.

Eine Reihe ähnlicher, neuerer Formen von Zwei- und Dreigelenkbögen mit Zugband ist vom Verfasser für andere Zwecke durchgezeichnet und gerechnet worden. Die Ausbildung für den vorliegenden Fall ist im einzelnen noch sehr verschieden möglich. Die gegebene Lösung schließt sich aber zur besseren Vergleichbarkeit an den Entwurf „Simplicitas" möglichst eng in Feldweiten, Höhen usw. an. Nebenlösungen lassen sich z. B. leicht dadurch ableiten, daß man die mittlere Wagerechte durch eine dachförmig gebrochene oder durch eine ganz leicht geschwungene Linie ersetzt. Ebenso kann man den Knickpunkt mehr nach der Mitte verlegen und in der Mitte einen Paralleträger nach Höhe und Füllung wie in den Seitenöffnungen formen, auch den Unter-

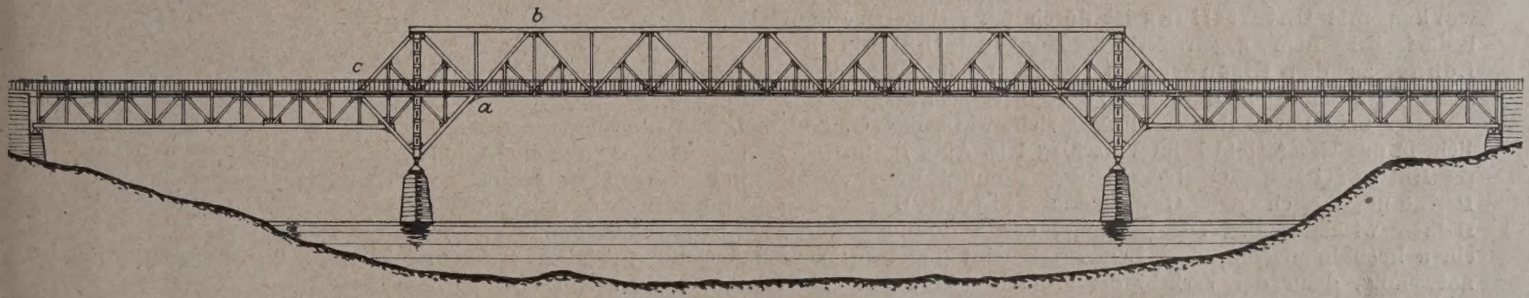


Abb. 5. Gegenvorschlag 2a. Gekröpfter Paralleträger mit durchgehend 6 m Feldweite.

gurt gebrochen führen usw. Raummangel verbietet hier diese Formen zu geben, die möglich sind, wenn man sich von dem Vorbilde freimacht. —

Eine Straßenbrücke über die Enz bei Pforzheim in allerdings bedeutend geringeren Ausmaßen (ungefähr 30 m), erbaut 1904 von Gustavburg, zeigt übrigens schon einen derartigen Knick im Obergurt. Er ist also an und für sich keine Neuheit. Es kommt aber in vorliegendem Falle auf die Zusammenhänge und die Einheitlichkeit der Wirkung im Gesamtbrückenbilde an. —

Eine schöpferische Wertung wird weiter nicht bei dieser Hochbrücke vorbeigehen dürfen an den in Deutschland vorhandenen Ausführungen von Bauwerken ähnlicher Ausmaße und Bestimmungen. Wenn auch staatlicherseits abschließende Veröffentlichungen noch immer nicht vorliegen, so dürfen die neuen Kaiser-Wilhelm-Kanal-Hochbrücken doch als bekannt gelten.

Die vorliegende Aufgabe, die es zuläßt, das Tragwerk in den Seitenöffnungen unter der Fahrbahn anzuordnen, lädt geradezu zu einer Anwendung des gekröpften Parallelträgers ein. In Abb. 4 ist der Versuch unternommen, diese (bei der Straßenhochbrücke von Holtenau zum erstenmal ausgeführte) Bauweise auf die vorliegende Aufgabe sinngemäß zu übertragen. Die Grundmaße des Entwurfes „Simplicitas" wurden beibehalten mit der einzigen Abweichung, daß in Abb. 4 eine einheitliche Feldweite von 6,5 m durchgehend gewählt wurde. Die Fahrbahn gestaltet sich dadurch in der Mittelöffnung etwas leichter. Das Verhältnis der Lichtweiten ist wie 2 : 1. Es ergab sich somit zwangläufig eine Trägerhöhe von 2 . 6,5 = 13 m in der Mittelöffnung.

Über dem Pfeiler ist nun nicht nur der Träger gekröpft, sondern es findet gleichzeitig eine Übersetzung auf doppelte Trägerhöhe statt. Die Feldweite 6,5 m wird dann wieder durch einfache Unterteilung erreicht. Ihre Anordnung empfiehlt sich trotz einer kleinen Unbequemlichkeit beim freien Vorbau. Gelenke können in a) nach dem Vorbilde von Holtenau oder in b) nach demjenigen von Rendsburg oder in c (Seitenöffnung) eingebaut werden. Die Höhe des Überbaues mit 13 m ist nur etwa die Häflte derjenigen des Bogens mit 25,5 m. Ein „leichter" Bogen mit Zugband erfordert große Höhen. Das steile Emporsteigen erscheint im Hinblick auf die umgebende Landschaft nicht unbedingt geboten. Der Vorteil des freien Querverkehrs und freien Durchblicks spielt bei Eisenbahnbrücken namentlich, wenn nur eine kleine Länge des Gesamtbauwerkes in Frage kommt, nicht entfernt die Rolle wie bei Straßenbrücken. Auch darum erscheint der Zweigelenkbogen mit Zugband hier nicht als das allein Gegebene, sondern eher der einfache, steife, zweigurtige Balken.

Die Mehrarbeit durch die Anordnung eines Fachwerkes mit Unterteilung ist durch den geringeren Eisenbedarf bei dem gegenwärtigen Kostenverhältnis der Löhne zu den Eisenpreisen (1 : 2—3) (ohne Ausfuhrzuschlag) wirtschaftlich durchaus zu rechtfertigen.

Der hohe Parallelträger gliedert sich, wie selbstverständlich, in das Gesamtbild beim Vorschlag I (s. Abb. 7) ein. Dieser Entwurf ist auf Gleichklang gestimmt, während die Preislösung durch den Gegensatz zwischen Bogen und Balken wirken will. Die Betonung der Südöffnung durch einen hochhinaufstrebenden Bogen erscheint indessen nicht notwendig, denn der Verkehr der größten Schiffe mit hohen Masten geht tatsächlich durch die Baggerrinne mit der Klappbrücke. Auf die nicht unerheblichen wirtschaftlichen Vorteile der Lösung mit den geraden, wagerechten Gurten, den gleichen Stablängen, der einfachen Führung der Verbände, der geringen Bauwerkshöhe braucht der Fachmann nicht besonders hingewiesen zu werden.

Die vorliegende Anregung entstammt einer Untersuchung allgemeinerer Natur über den gekröpften Parallelträger. In ihr werden seine Anwendungsbereiche und die möglichen Formen eingehender untersucht. Raummangel gestattet eine Wiedergabe an dieser Stelle nicht. Sie möchte für später vorbehalten bleiben.

Die gegebenen Skizzen sind nur grundsätzlich. Sie lassen eine Reihe von Möglichkeiten offen, durch Änderung der Stützweiten, Feldweiten, Höhen und Gelenkeinfügungen diesen Gedanken in noch vollkommnerer Form zu verwirklichen.

Im einzelnen ist noch folgendes zu bemerken: Die Gegenstreben in der Mitte mit dem stehenden und liegenden Kreuz können durch Herabsetzung der Feldweite auf 6 m bei 24 Feldern leicht vermieden werden (Abb. 6).

Ein steilerer Rhombus statt des hier auf der Spitze stehenden Quadrates wirkt, namentlich, wenn die anschließenden Streben flacher geneigt, straffer, sprunghafter und befriedigender (vgl. Abb. 7). Die leichten Unbestimmtheiten im Kropf sind belanglos und gegebenenfalls zu umgehen. Zwei halbe Hilfsstreben sind statisch nicht notwendig, werden aber des besseren Aussehens wegen eingefügt. Der starke, durch die Füllung nicht so leicht wie bei Holtenau wirkende Übergang hat aber bei der vorliegenden Eisenbahnbrücke seine entschiedenen Vorzüge im Hinblick auf die zu erwartenden Senkungen des Gelenkpunktes. Auf sie sind von besonderem Einfluß die Gurtstäbe beiderseits des Pfeilers. Die Hebelarme betragen ver gleichsweise am linken Pfeiler von links nach rechts:

6,5 m (6,5) — 9,2 (6,5) — 18,4 (9,2)
— 18,4 (9,2) — 13 (9,6)

Die entsprechenden Maße des „Simplicitas"-Entwurfes sind in Klammern beigefügt. Es ist also entweder eine erhöhte Steifigkeit oder eine weitere Ausladung möglich, falls die Sicherheit gegen Aufkippen dies zuläßt. Die sehr naheliegende Durchführung einer leichten versteifenden Zwischengurtung in halber Höhe wird nicht empfohlen. Verfasser ist geneigt, trotz des anspruchsloseren Aussehens diesem zweiten Gegenvorschlag den Vorzug vor dem ersten zu geben.

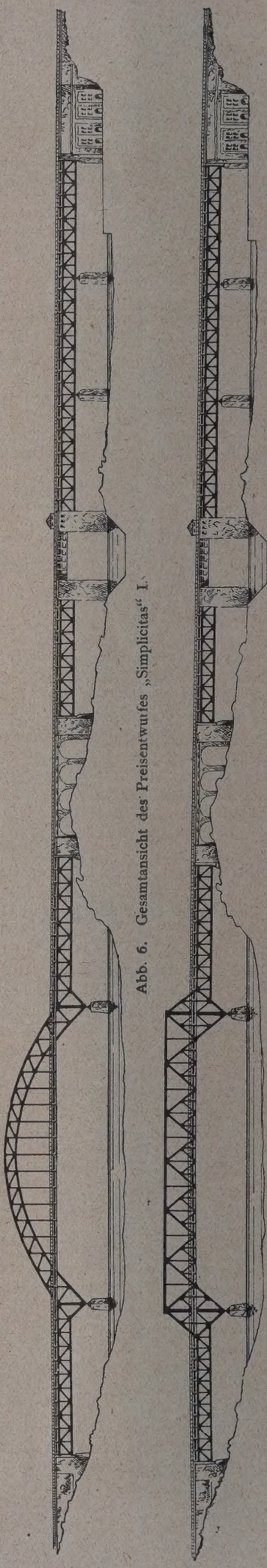


Abb. 6. Gesamtansicht des Preisentwurfes „Simplicitas" I.

Abb. 7. Gesamtansicht des Gegenvorschlages mit gekröpftem Parallelträger.

BERECHNUNG VON FACHWERKTRÄGERN MIT BIEGUNGSFESTEM OBERGURT (KRANBAHNTRÄGER).

Von Ing. R. Schick-Sterkrade.

Fachwerkträger, deren Obergurt infolge Lastübertragung zwischen den Knotenpunkten Biegungsspannungen erhält, kommen in der Konstrukteurpraxis häufig vor. Ein besonderes Beispiel hierfür ist der Kranbahnträger. Unter den Konstrukteuren ist nun die Ansicht weit verbreitet, daß diese Biegungsspannungen sich nur durch schwierige und zeitraubende Berechnungen genau verfolgen lassen; selbst Andrée schreibt in seinem vorzüglichen Buch „Die Statik des Kranbaues", Oldenbourg-Verlag 1913, Seite 11, daß eine genaue Bestimmung der durch die Raddrücke neben den Längskräften bewirkten Momente nicht möglich ist, und daß es genügt, wenn annäherungsweise $M = \frac{P\lambda}{6}$ (λ = Knotenpunktentfernung) gesetzt wird. Daß diese Formel nur eine ganz rohe Annäherung ergibt und von der Wirklichkeit unter Umständen weit abweichen kann, ist schon daraus zu ersehen, daß sie den Einfluß der zweiten Radlast, die doch beim Kranträger immer vorhanden ist, gar nicht berücksichtigt. Diese oberflächliche und nachlässige Behandlung trifft nun gerade in erster Linie den Obergurt, den wichtigsten Bauwerkteil. Die erfahrungsgemäß frühzeitig notwendig werdenden Ausbesserungen und Verstärkungen der Kranbahnträger sind doch eine auffallende Erscheinung und lassen auf fehlerhafte Querschnittbemessung bei der Neuanlage schließen.

Die Lösung der Aufgabe gestaltet sich natürlich äußerst schwierig, wenn man bei derartigen Fachwerken die Einspannung in den Anschlüssen sämtlicher Stäbe in Rechnung ziehen will. Nachdem es aber allgemein üblich ist, den Einfluß dieser Stabeinspannungen wegen der Schlankheit der Stäbe zu vernachlässigen, d. h. also die Stäbe gelenkartig verbunden anzunehmen, so kann doch gewiß auch am Kranfachwerkträger mit Ausnahme des besonders steif ausgebildeten Obergurtes bei allen übrigen Stäben von dieser Annahme Gebrauch gemacht werden. Das Tragwerk ist dann als durchlaufender Träger auf elastisch senkbarer Unterstützung aufzufassen, bei n Feldern (n−1)-fach statisch unbestimmt. Der meist schon aus konstruktiven Gründen mit unveränderlichem Trägheitsmoment durchlaufende Obergurt ist in den Knotenpunkten vom Fachwerk gestützt.

In der folgenden Arbeit ist neben dieser eben besprochenen noch eine weitere zulässige Annahme gemacht, bei welcher der Fachwerk-Unterstützungsträger durch einen Balken mit unveränderlichem Trägheitsmoment ersetzt gedacht wird. Durch diese beiden Annahmen ist die Rechenarbeit wesentlich erleichtert und es ist nun möglich, zur Ermittelung der entlastend wirkenden Knotenpunktmomente für die am häufigsten vorkommenden Felderanzahlen von 4, 6, 8, 10 und 12 Feldern Zahlentafeln aufzustellen, mit deren Gebrauch man imstande ist, für eine gegebene Belastung die auftretenden Obergurt-Biegungsmomente mit geringer Mühe zu berechnen. Im weiteren Verlauf der Rechnung ist eine Beziehung zwischen den Stützmomenten des elastisch gelagerten und jenen des festgelagerten durchlaufenden Trägers benützt, um die Stützmomenteinflußlinie des elastisch gelagerten Trägers als Zusatz zu jener des festgelagerten Trägers darzustellen.

Eine am Schlusse noch angefügte Vergleichsrechnung, die auf Grund der eingangs besprochenen ersten Annahme (Gelenkfachwerk als Unterstützungsträger) durchgeführt ist, soll zeigen, daß die zweite Annahme (Unterstützungsbalken mit unveränderlichem Trägheitsmoment) das Ergebnis kaum beeinflußt, wenn nur die Größe des für den Balken zu wählenden Trägheitsmomentes der wechselnden Steifigkeit des Fachwerkes gut angepaßt ist; und damit ist auch bewiesen, daß der Gebrauch der aufgestellten Zahlentafeln für die Praxis genügend genaue Ergebnisse liefert.

Die Rechnung soll bis zur Aufstellung der Elastizitätsgleichung durchgeführt werden für einen Fachwerkträger mit 6 Feldern (Abb. 1 a). Als statisch bestimmtes Grundsystem ist der Unterstützungsbalken in den Knotenpunktabständen durchschnitten und an den Obergurt angehängt gedacht (Abb. 1 b u. c), weil auf diese Weise nur der die Belastung unmittelbar aufnehmende obere Träger (Obergurt) Beiträge für die Arbeitgleichung liefert, was die Rechnung wesentlich vereinfacht. Als Unbekannte sind die an den Knotenpunkten wirkenden negativen Stützmomente eingeführt.

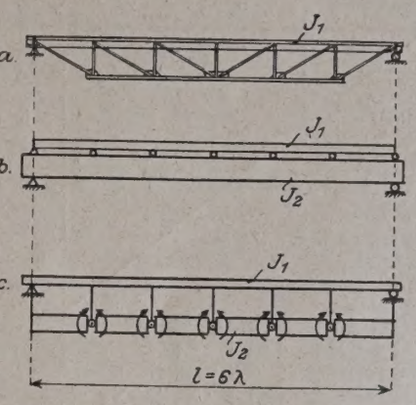


Abb. 1.

Die Anzahl der Unbekannten ist 5. Die Elastizitätsgleichungen sind:

$$\begin{aligned}
X_1\delta_{11} + X_2\delta_{12} &= -\delta_{m1},\\
X_1\delta_{12} + X_2\delta_{22} + X_3\delta_{23} &= -\delta_{m2},\\
X_2\delta_{23} + X_3\delta_{33} + X_4\delta_{34} &= -\delta_{m3},\\
X_3\delta_{34} + X_4\delta_{44} + X_5\delta_{45} &= -\delta_{m4},\\
X_4\delta_{45} + X_5\delta_{55} &= -\delta_{m5};
\end{aligned}$$

darin bedeuten allgemein

$\delta_{mn} = \int \frac{\mathfrak{M}_0 M_n\, ds}{EJ}$ = Winkeländerung am Knotenpunkt n infolge der statisch bestimmten Belastung,

$\delta_{n,n} = \int \frac{M_n^2\, ds}{EJ}$ = Winkeländerung am Knotenpunkt n infolge $X_n = 1$

$\delta_{n,n+1} = \int \frac{M_n M_{n+1}\, ds}{EJ}$ = Winkeländerung am Knotenpunkte n infolge $X_{n+1} = 1$ bzw. am Knotenpunkte $n+1$ infolge $X_n = 1$.

Weil die Feldweiten gleich sind, ist:

$$\delta_{11} = \delta_{22} = \delta_{33} = \delta_{44} = \delta_{55}$$

ferner $$\delta_{12} = \delta_{23} = \delta_{34} = \delta_{45}.$$

Die Elastizitätsgleichungen sind dann unter dieser Berücksichtigung und nach Kürzung durch δ_{12}:

$$\begin{aligned}
X_1\frac{\delta_{11}}{\delta_{12}} + X_2 &= -\frac{\delta_{m1}}{\delta_{12}},\\
X_1 + X_2\frac{\delta_{11}}{\delta_{12}} + X_3 &= -\frac{\delta_{m2}}{\delta_{12}},\\
X_2 + X_3\frac{\delta_{11}}{\delta_{12}} + X_4 &= -\frac{\delta_{m3}}{\delta_{12}},\\
X_3 + X_4\frac{\delta_{11}}{\delta_{12}} + X_5 &= -\frac{\delta_{m4}}{\delta_{12}},\\
X_4 + X_5\frac{\delta_{11}}{\delta_{12}} &= -\frac{\delta_{m5}}{\delta_{12}}.
\end{aligned}$$

$$\delta_{11} = \frac{2\lambda}{3E}\left(\frac{1}{J_1}+\frac{1}{J_2}\right) = \frac{2\lambda}{3EJ_1}\left(1+\frac{J_1}{J_2}\right) = \frac{2}{3}\cdot\frac{\lambda}{EJ_1}\varphi,$$

$$\delta_{12} = \frac{\lambda}{6EJ_1}\varphi \text{ (s. Abb. 2),}$$

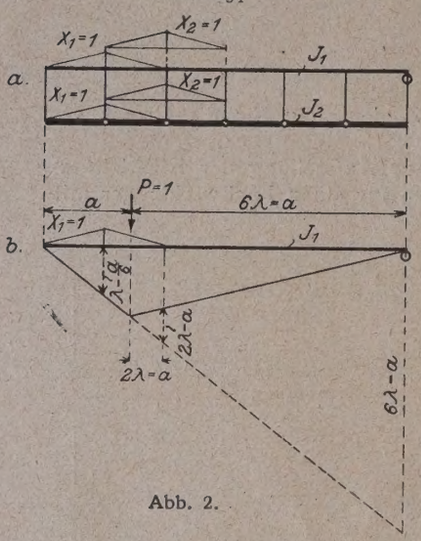


Abb. 2.

$$\delta_{m1} = -\frac{1}{EJ_1}\left[\lambda\left(\lambda-\frac{a}{6}\right) - \frac{(2\lambda-a)^3}{2\cdot 3}\cdot\frac{1}{\lambda}\right]$$

$$= -\frac{\lambda^2}{6EJ_1}\left[\left(6-\frac{a}{\lambda}\right) - \left(2-\frac{a}{\lambda}\right)^3\right]$$

$$= -\frac{\lambda^2}{6EJ_1}r_1$$

$$\delta_{m2} = -\frac{\lambda^2}{6EJ_1}r_2$$

$$\delta_{m3} = -\frac{\lambda^2}{6EJ_1}r_3 \text{ usw.}$$

(s. Abb. 2).

Die Elastizitätsgleichungen sind damit:

$$4X_1 + X_2 = +\frac{\lambda}{\varphi}r_1$$

$$X_1 + 4X_2 + X_3 = +\frac{\lambda}{\varphi}r_2$$

$$X_2 + 4X_3 + X_4 = +\frac{\lambda}{\varphi}r_3$$

$$X_3 + 4X_4 + X_5 = +\frac{\lambda}{\varphi}r_4$$

$$X_4 + 4X_5 = +\frac{\lambda}{\varphi}r_5$$

Daraus kann man allgemein schon anschreiben:

$$X_1 = \frac{\lambda}{\varphi}\eta_1$$

$$X_2 = \frac{\lambda}{\varphi}\eta_2$$

$$\vdots \qquad \vdots$$

$$X_n = \frac{\lambda}{\varphi}\eta_n$$

worin

λ = Feldweite,

$\varphi = \left(1+\frac{J_1}{J_2}\right)$,

η = ein noch zu ermittelnder Zahlenwert.

Es ist nicht nötig, die Elastizitätsgleichungen weiter zu verfolgen. Der eben gefundene allgemeine Ausdruck für die Unbekannten genügt vorläufig. Den Zahlenwert η findet man aus dem Vergleich der Knotenpunktmomente mit den Stützmomenten des durchgehenden Trägers auf **festen** Stützen.

Das diesem „Stützmoment" $M_n^{(f)}$ des Trägers auf festen Stützen entsprechende Knotenpunktmoment des elastisch gelagerten durchgehenden Trägers ist

$$M_n^{(e)} = \mathfrak{M}_n - X_n = \mathfrak{M}_n - \frac{\lambda}{\varphi}\eta_n.$$

Für den festgelagerten Träger ist

$$\varphi = 1 + \frac{J_1}{J_2} = 1,$$

da $J_2 = \infty$,

daher $M_n^{(f)} = \mathfrak{M}_n - \eta_n$

und $\eta_n = \frac{\mathfrak{M}_n}{\lambda} - \frac{M_n^{(f)}}{\lambda}$

worin $\mathfrak{M}_n$ = das statisch bestimmte Moment im Punkt n des Balkens auf 2 Stützen mit der Stützweite des Trägers.

Nach dieser Formel, in der die Stützmomentordinaten $M_n^{(f)}$ des festgelagerten durchgehenden Trägers als gegeben vorausgesetzt sind, sind die η-Werte der nachfolgenden Zahlentafeln gerechnet. Zum besseren Verständnis sei die Rechnung für einen Träger mit 4 Feldern hier gezeigt:

Die Ordinaten $M^{(f)}$ der Stützmomenteinflußlinie sind nach folgendem Schema ermittelt.

	Feld 1	Feld 2	Feld 3	Feld 4
$M_1^{(f)} =$	$-\frac{\lambda}{56}15\alpha$	$-\frac{\lambda}{56}(15\beta-4\alpha)$	$+\frac{\lambda}{56}(4\beta-\alpha)$	$-\frac{\lambda}{56}\beta$
$M_2^{(f)} =$	$+\frac{\lambda}{14}\alpha$	$-\frac{\lambda}{14}(4\alpha-\beta)$	$-\frac{\lambda}{14}(4\beta-\alpha)$	$+\frac{\lambda}{14}\beta$
$M_3^{(f)} =$	$-\frac{\lambda}{56}\alpha$	$+\frac{\lambda}{56}(4\alpha-\beta)$	$-\frac{\lambda}{56}(15\alpha-\beta)$	$-\frac{\lambda}{56}15\beta$

Darin sind:

$$\alpha = \frac{\xi}{\lambda}\left(1-\frac{\xi^2}{\lambda^2}\right) \text{ und } \beta = \frac{\xi}{\lambda}\left(1-\frac{\xi}{\lambda}\right)\left(2-\frac{\xi}{\lambda}\right)$$

Werte, die von der Laststellung abhängig sind. Mit ξ = Abstand der Last 1 vom nächsten linken Stützpunkt berechnet man die α- und β-Werte für die verschiedenen Laststellungen einmal für alle Felder in folgender Tafel:

$\frac{\xi}{\lambda}$	$1+\frac{\xi}{\lambda}$	$1-\frac{\xi}{\lambda}$	$2-\frac{\xi}{\lambda}$	α	β
0	1	1	2	0	0
1/4	5/4	3/4	7/4	15/64	21/64
1/2	3/2	1/2	3/2	3/8	3/8
3/4	7/4	1/4	5/4	21/64	15/64
1	2	0	1	0	0

In der nächsten Tafel sind die Stützmomente $M^{(f)}$ für den durchlaufenden Träger auf **festen** Stützen ermittelt:

Feld	$\frac{a}{\lambda}$	α	β	$M_1^{(f)}$	$M_2^{(f)}$	$M_3^{(f)}$
	1/4	15/64	21/64	$-\lambda\frac{15}{56}\cdot\frac{15}{64}$	$+\lambda\frac{1}{14}\cdot\frac{15}{64}$	$-\lambda\frac{1}{56}\cdot\frac{15}{64}$
1	1/2	3/8	3/8	$-\lambda\frac{15}{56}\cdot\frac{3}{8}$	$+\lambda\frac{1}{14}\cdot\frac{3}{8}$	$-\lambda\frac{1}{56}\cdot\frac{3}{8}$
	3/4	21/64	15/64	$-\lambda\frac{15}{56}\cdot\frac{21}{64}$	$+\lambda\frac{1}{14}\cdot\frac{21}{64}$	$-\lambda\frac{1}{56}\cdot\frac{21}{64}$
	1	0	0	0	0	0
	5/4	15/64	21/64	$-\lambda\frac{255}{56\cdot 64}$	$-\lambda\frac{1}{14}\cdot\frac{39}{64}$	$+\lambda\frac{1}{56}\cdot\frac{39}{64}$
2	3/2	3/8	3/8	$-\lambda\frac{33}{8\cdot 56}$	$-\lambda\frac{1}{14}\cdot\frac{9}{8}$	$+\lambda\frac{1}{56}\cdot\frac{9}{8}$
	7/4	21/64	15/64	$-\lambda\frac{141}{56\cdot 64}$	$-\lambda\frac{1}{14}\cdot\frac{69}{64}$	$+\lambda\frac{1}{56}\cdot\frac{69}{64}$
	2	0	0	0	0	0
	9/4	15/64	21/64	$+\lambda\frac{69}{56\cdot 64}$	$-\lambda\frac{1}{14}\cdot\frac{69}{64}$	$-\lambda\frac{1}{56}\cdot\frac{141}{64}$
3	5/2	3/8	3/8	$+\lambda\frac{9}{56\cdot 8}$	$-\lambda\frac{1}{14}\cdot\frac{9}{8}$	$-\lambda\frac{1}{56}\cdot\frac{33}{8}$
	11/4	21/64	15/64	$+\lambda\frac{39}{56\cdot 64}$	$-\lambda\frac{1}{14}\cdot\frac{39}{64}$	$-\lambda\frac{1}{56}\cdot\frac{255}{64}$
	3	0	0	0	0	0
	13/4	15/64	21/64	$-\lambda\frac{1}{56}\cdot\frac{21}{64}$	$+\lambda\frac{1}{14}\cdot\frac{21}{64}$	$-\lambda\frac{15}{56}\cdot\frac{21}{64}$
4	7/2	3/8	3/8	$-\lambda\frac{1}{56}\cdot\frac{3}{8}$	$+\lambda\frac{1}{14}\cdot\frac{3}{8}$	$-\lambda\frac{15}{56}\cdot\frac{3}{8}$
	15/4	21/64	15/64	$-\lambda\frac{1}{56}\cdot\frac{15}{64}$	$+\lambda\frac{1}{14}\cdot\frac{15}{64}$	$-\lambda\frac{15}{56}\cdot\frac{15}{64}$
	4	0	0	0	0	0

Mit der oben gefundenen Formel

$$\eta_n = \frac{\mathfrak{M}_n}{\lambda} - \frac{M_n^{(f)}}{\lambda}$$

berechnet man nun z. B.:

$$\eta_1 = \frac{\mathfrak{M}_1}{\lambda} - \frac{M_1^{(f)}}{\lambda}$$

wie folgt:

$\frac{a}{\lambda}$	$\eta_1 = \frac{\mathfrak{M}_1}{\lambda} - \frac{M_1^{(f)}}{\lambda}$ (s. Abb. 3a)
$^1/_4$	$\eta_1 = \frac{3}{4}\cdot\frac{1}{4} + \frac{15}{56}\cdot\frac{15}{64} = 0{,}250\,28$
$^1/_2$	$\frac{3}{4}\cdot\frac{1}{2} + \frac{15}{56}\cdot\frac{3}{8} = 0{,}475\,45$
$^3/_4$	$\frac{3}{4}\cdot\frac{3}{4} + \frac{15}{56}\cdot\frac{21}{64} = 0{,}650\,39$
1	$\frac{3}{4}\cdot 1 + 0 = 0{,}75$
$^5/_4$	$\frac{3}{4}\cdot\frac{11}{12} + \frac{255}{56\cdot 64} = 0{,}758\,65$
$^3/_2$	$\frac{3}{4}\cdot\frac{5}{6} + \frac{33}{56\cdot 8} = 0{,}698\,66$
$^7/_4$	$\frac{3}{4}\cdot\frac{3}{4} + \frac{141}{56\cdot 64} = 0{,}601\,84$
2	$\frac{3}{4}\cdot\frac{2}{3} + 0 = 0{,}5$
$^9/_4$	$\frac{3}{4}\cdot\frac{7}{12} - \frac{69}{56\cdot 64} = 0{,}418\,25$
$^5/_2$	$\frac{3}{4}\cdot\frac{1}{2} - \frac{9}{56\cdot 8} = 0{,}354\,91$
$^{11}/_4$	$\frac{3}{4}\cdot\frac{5}{12} - \frac{39}{56\cdot 64} = 0{,}301\,62$
3	$\frac{3}{4}\cdot\frac{1}{3} - 0 = 0{,}25$
$^{13}/_4$	$\frac{3}{4}\cdot\frac{1}{4} + \frac{21}{56\cdot 64} = 0{,}193\,36$
$^7/_2$	$\frac{3}{4}\cdot\frac{1}{6} + \frac{3}{56\cdot 8} = 0{,}131\,70$
$^{15}/_4$	$\frac{3}{4}\cdot\frac{1}{12} + \frac{15}{56\cdot 64} = 0{,}066\,69$
4	$\frac{3}{4}\cdot 0 + 0 = 0$

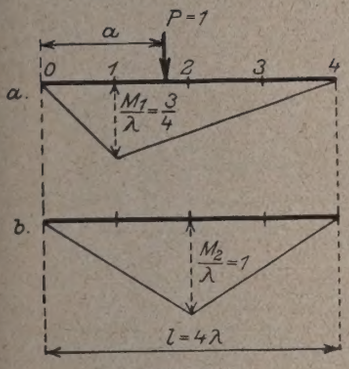


Abb. 3.

ferner

$\frac{a}{\lambda}$	$\eta_2 = \frac{\mathfrak{M}_2}{\lambda} - \frac{M_2^{(f)}}{\lambda}$ (s. Abb. 3b)
$^1/_4$	$\eta_2 = \frac{1}{8} - \frac{1}{14}\cdot\frac{15}{64} = 0{,}108\,26$
$^1/_2$	$\frac{1}{4} - \frac{1}{14}\cdot\frac{3}{8} = 0{,}223\,22$
$^3/_4$	$\frac{3}{8} - \frac{1}{14}\cdot\frac{21}{64} = 0{,}351\,56$
1	$\frac{1}{2} - 0 = 0{,}5$
$^5/_4$	$\frac{5}{8} + \frac{1}{14}\cdot\frac{39}{64} = 0{,}668\,53$
$^3/_2$	$\frac{3}{4} + \frac{1}{14}\cdot\frac{9}{8} = 0{,}830\,36$
$^7/_4$	$\frac{7}{8} + \frac{1}{14}\cdot\frac{69}{64} = 0{,}952\,01$
2	$1 + 0 = 1{,}0$

In derselben Weise sind in den nun folgenden Zahlentafeln die η-Werte für die am häufigsten vorkommenden Felderzahlen von 4, 6, 8, 10 und 12 Feldern ermittelt.

Zahlentafel 1.

η-Werte für einen Träger von 4 Feldern. (Abb. 4.)

$$X_n = \frac{\lambda}{\varphi}\eta_i; \quad \varphi = \left(1 + \frac{J_1}{J_2}\right)$$

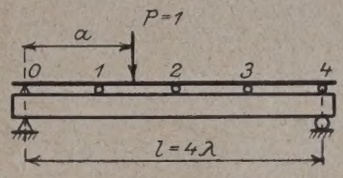


Abb. 4.

$\frac{a}{\lambda}$	η_1	η_2	η_3	
$^1/_4$	0,25028	0,10826	0,06669	$^{15}/_4$
$^1/_2$	0,47545	0,22322	0,13170	$^7/_2$
$^3/_4$	0,65039	0,35156	0,19336	$^{13}/_4$
1	0,75	0,5	0,5	3
$^5/_4$	0,75865	0,66853	0,30162	$^{11}/_4$
$^3/_2$	0,69866	0,83036	0,35491	$^5/_2$
$^7/_4$	0,60184	0,95201	0,41825	$^9/_4$
2	0,5	1,0	0,5	2
	η_3	η_2	η_1	$\frac{a}{\lambda}$

Zahlentafel 2.

η-Werte für einen Träger von 6 Feldern. (Abb. 5.)

$$X_n = \frac{\lambda}{\varphi}\eta_n; \quad \varphi = \left(1 + \frac{J_1}{J_2}\right).$$

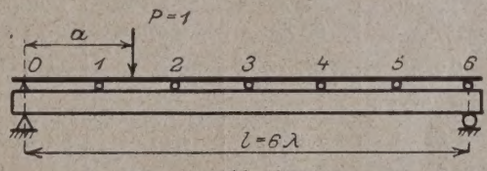


Abb. 5.

$\frac{a}{\lambda}$	η_1	η_2	η_3	η_4	η_5	
$^1/_4$	0,27113	0,14984	0,12951	0,08213	0,04197	$^{23}/_4$
$^1/_2$	0,51715	0,30641	0,25721	0,16474	0,08381	$^{11}/_2$
$^3/_4$	0,71292	0,47644	0,38131	0,24832	9,12542	$^{21}/_4$
1	0,83333	0,66667	0,5	0,33333	0,16667	5
$^5/_4$	0,86276	0,87708	0,61328	0,41979	0,20755	$^{19}/_4$
$^3/_2$	0,82356	1,08077	0,72837	0,50577	0,24856	$^9/_2$
$^7/_4$	0,74758	1,24407	0,85427	0,58886	0,29028	$^{17}/_4$
2	0,66667	1,33333	1,0	0,66667	0,33333	4
$^9/_4$	0,60595	1,32620	1,16737	0,73870	0,37783	$^{15}/_4$
$^5/_2$	0,56362	1,24551	1,32933	0,81218	0,42196	$^7/_2$
$^{11}/_4$	0,53115	1,12540	1,45162	0,89623	0,46344	$^{13}/_4$
3	0,5	1,0	1,5	1,0	0,5	3
	η_5	η_4	η_3	η_2	η_1	$\frac{a}{\lambda}$

Zahlentafel 3 (nebenstehend).

η-Werte für einen Träger von 8 Feldern. (Abb. 6.)

$$X_n = \frac{\lambda}{\varphi}\eta_n;\ \varphi = 1 + \frac{J_1}{J_2}$$

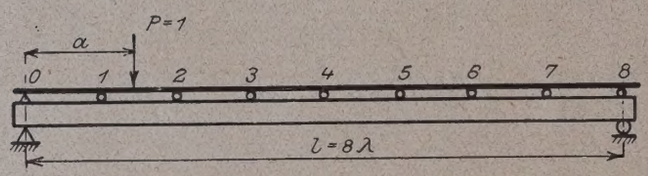


Abb. 6.

$\frac{a}{\lambda}$	η_1	η_2	η_3	η_4	η_5	η_6	η_7	
1/4	0,28155	0,17067	1,16076	0,12379	0,09408	0,06241	0,03127	31/4
1/2	0,53798	0,34808	0,31972	0,24807	0,18802	0,12486	0,06253	15/2
3/4	0,74417	0,53898	0,47506	0,37331	0,28170	0,18738	0,09378	29/4
1	0,875	0,75	0,625	0,5	0,375	0,25	0,125	7
5/4	0,91484	0,98125	0,76953	0,62814	0,46791	0,31273	0,15620	27/4
3/2	0,88606	1,20577	0,91586	0,75580	0,56094	0,37541	0,18740	13/2
7/4	0,82049	1,38990	1,07301	0,88056	0,65477	0,43790	0,21865	25/4
2	0,75	1,5	1,25	1,0	0,75	0,5	0,25	6
9/4	0,69970	1,51369	1,44863	1,11364	0,84679	0,56169	0,28146	23/4
5/2	0,66779	1,45384	1,64186	1,22874	0,94320	0,62348	0,31288	11/2
11/4	0,64574	1,35456	1,79540	1,35446	1,03676	0,68604	0,34412	21/4
3	0,625	1,25	1,875	1,5	1,125	0,75	0,375	5
13/4	0,59885	1,16708	1,85782	1,66728	1,20742	0,81552	0,40549	19/4
7/2	0,56778	1,10388	1,76671	1,82925	1,29127	0,88066	0,43608	9/2
15/4	0,53407	1,05123	1,63601	1,95159	1,38573	0,94297	0,46738	17/4
4	0,5	1,0	1,5	2,0	1,5	1,0	0,5	4
	η_7	η_6	η_5	η_4	η_3	η_2	η_1	$\frac{a}{\lambda}$

Zahlentafel 4 (untenstehend).

η-Werte für einen Träger von 10 Feldern. (Abb. 7.)

$$X_n = \frac{\lambda}{\varphi}\eta;\ \varphi = 1 + \frac{J_1}{J_2}$$

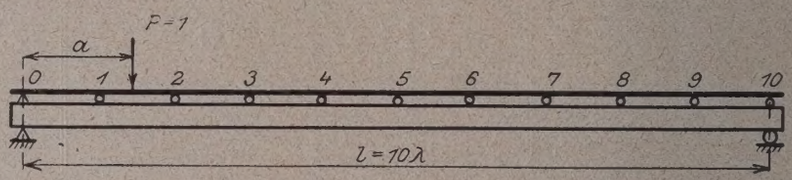


Abb. 7.

Tafel 4.

$\frac{a}{\lambda}$	η_1	η_2	η_3	η_4	η_5	η_6	η_7	η_8	η_9	
1/4	0,28780	0,18317	0,17951	0,14879	0,12532	0,09991	0,07503	0,05000	0,02500	39/4
1/2	0,55048	0,37307	0,35722	0,29806	0,25052	0,19986	0,15004	0,10000	0,05000	19/2
3/4	0,76292	0,57645	0,49193	0,44831	0,37545	0,29987	0,18565	1,15000	0,07500	37/4
1	0,9	0,8	0,7	0,6	0,5	0,4	0,3	0,2	0,1	9
5/4	0,94609	1,04375	0,86328	0,75314	0,62416	0,50022	0,37494	0,25001	0,12500	35/4
3/2	0,92354	1,28077	0,96793	0,90580	0,74845	0,60042	0,38947	0,30003	0,15000	17/2
7/4	0,86424	1,47741	1,20426	1,05556	0,87351	0,70040	0,52490	0,35003	0,17500	33/4
2	0,8	1,6	1,4	1,2	1,0	0,8	0,6	0,4	0,2	8
9/4	0,75595	1,62620	1,61738	1,33864	1,12804	0,89918	0,67522	0,44994	0,22500	31/4
5/2	0,73029	1,57884	1,82935	1,47874	1,26433	0,99848	0,75041	0,49990	0,25003	15/2
11/4	0,71449	1,49206	2,00165	1,62946	1,38050	1,09852	0,82539	0,54990	0,27503	29/4
3	0,7	1,4	2,1	1,8	1,5	1,2	0,9	0,6	0,3	7
13/4	0,68011	1,32958	2,10157	1,99228	1,61367	1,30304	0,97419	0,65022	0,32495	27/4
7/2	0,65555	1,27887	2,02922	2,17925	1,72876	1,40569	1,04848	0,70041	0,34963	13/2
15/4	0,62782	1,23873	1,91727	2,32660	1,85448	1,50550	1,12353	0,75039	0,37490	25/4
4	0,6	1,2	1,8	2,4	2,0	1,6	1,2	0,8	0,4	6
17/4	0,57364	1,15547	1,70449	2,37659	2,16728	1,68867	1,27803	0,84919	0,42520	23/4
9/2	0,54858	1,10566	1,62877	2,27925	2,32925	1,77877	1,35569	0,89848	0,45038	11/2
19/4	0,52425	1,05302	1,56368	2,14228	2,45159	1,87948	1,43050	0,94854	0,47537	21/4
5	0,5	1,0	1,5	2,0	2,5	2,0	1,5	1,0	0,5	5
	η_9	η_8	η_7	η_6	η_5	η_4	η_3	η_2	η_1	$\frac{a}{\lambda}$

Von Wichtigkeit ist die Bestimmung des Wertes

$$\varphi = 1 + \frac{J_1}{J_2}.$$

Hier bedeutet J_1 = das leicht zu ermittelnde Trägheitsmoment des Obergurtes; J_2 ist, wie schon früher erwähnt, das ausgemittelte Trägheitsmoment des ganzen Systems bzw. das Trägheitmoment des bei der Auflösung des Systems als unterer Unterstützungsträger gedachten Balkens. Den der Wirklichkeit am besten entsprechenden Wert erhält man durch den Vergleich des δ_{nn} - Wertes, den man in der oben behandelten Rechnung bei Annahme eines das Fachwerk ersetzenden Balkens erhält, mit jenem δ_{nn} - Werte, der sich bei Berücksichtigung der tatsächlich vorhandenen Fachwerkstabkräfte ergibt.

Im ersten Fall ist, wie schon bei Aufstellung der Elastizitätgleichungen gezeigt wurde,

$$\delta_{nn} = \int \frac{M_n^2 \, ds}{EJ} = \frac{2}{3} \cdot \frac{\lambda}{E J_1} \varphi;$$

Dieser Integralwert ergibt sich aus den Momentbeiträgen beider Träger, Längskräfte treten nicht auf.

Das Verhältnis der Gleichungkoeffizienten ist

$$\delta_{n,n-1} : \delta_{nn} : \delta_{n,n+1} = 1 : 4 : 1$$

δ_{nn} ist also der größte und für das Ergebnis ausschlaggebende Koeffizientenwert in der Gleichung.

Im zweiten Falle, also bei Berücksichtigung der Arbeit der Stabkräfte, ist das Verhältnis der Gleichungskoeffizienten nur ungefähr 1 : 4 : 1; auch sind die δ_{nn}-Werte nicht mehr untereinander gleich: der Fachwerkträger hat eben nicht unveränderlich durchgehendes Trägheitmoment. In diesem Falle ist

$$\delta'_{nn} = \int \frac{M_n^2 \, ds}{EJ} + \sum \frac{S_n^2 \, s}{EF}.$$

Der Integralausdruck enthält den Arbeitbeitrag der Momente nur des Obergurtes, der Summenausdruck den Arbeitbeitrag der Fachwerkstabkräfte. Dasselbe gilt natürlich auch für die anderen Wurzelkoeffizienten. Die δ_{mx}-Werte, also die rechten Seiten der Gleichungen, sind in beiden Fällen dieselben.

Für das angestrebte genau gleiche Ergebnis in beiden Fällen müßte also die folgende Gleichung bestehen können:

$$\delta_{n,n-1} X_{n-1} + \delta_{nn} X_n + \delta_{n,n+1} X_{n+1} \quad \text{(für den ersten Fall)}$$
$$= \delta'_{n,n-1} X_{n-1} + \delta'_{nn} X_n + \delta'_{n,n+1} X_{n+1} \quad (\text{„ „ zweiten „}),$$

was nicht möglich ist, weil für den zweiten Fall wegen des wechselnden Trägheitsmomentes des Fachwerkes die Koeffizientengruppen der verschiedenen Gleichungen nicht gleich sind.

Zahlentafel 5.

η - Werte für einen Träger von 12 Feldern. (Abb. 8.)

$$X_n = \frac{\lambda}{\varphi} \eta_n; \quad \varphi = 1 + \frac{J_1}{J_2}$$

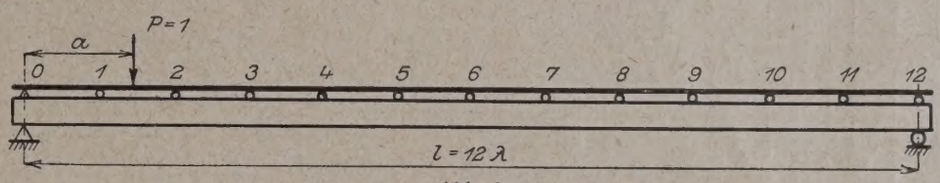


Abb. 8.

Tafel 5.

$\frac{a}{\lambda}$	η_1	η_2	η_3	η_4	η_5	η_6	η_7	η_8	η_9	η_{10}	η_{11}	
1/4	0,29196	0,19151	0,19201	0,16546	0,14615	0,12491	0,10491	0,08332	0,06250	0,04167	0,02084	47/4
1/2	0,55881	0,38975	0,38222	0,33140	0,29219	0,24986	0,20837	0,16667	0,12500	0,08333	0,04167	23/2
3/4	0,77542	0,58990	0,56882	0,49831	0,34795	0,37488	0,31253	0,25000	0,18750	0,13654	0,06250	45/4
1	0,91667	0,83333	0,75	0,66667	0,58333	0,5	0,41667	0,33333	0,25	0,16667	0,08333	11
5/4	0,96693	1,08542	0,92578	0,83648	0,72833	0,62523	0,52077	0,41667	0,31250	0,20834	0,10417	43/4
3/2	0,94856	1,33077	1,10335	1,00579	0,87345	0,75042	0,62489	0,50003	0,37500	0,25001	0,12500	21/2
11/4	0,89341	1,53622	1,29176	1,17222	1,01933	0,87540	0,72907	0,58336	0,43750	0,29214	0,14583	41/4
2	0,83333	1,66667	1,5	1,33333	1,16667	1,0	0,83333	0,66667	0,5	0,33333	0,16677	10
9/4	0,79431	1,70120	1,72988	1,48864	1,37163	1,12418	0,88163	0,74994	0,56252	0,37500	0,18837	39/4
5/2	0,77196	1,66218	1,95435	1,64540	1,45515	1,24847	1,03319	0,83322	0,62503	0,41666	0,20834	19/2
11/4	0,76030	1,58373	2,13915	1,81280	1,60967	1,37353	1,14623	0,91656	0,68753	0,45833	0,22916	37/4
3	0,75	1,5	2,25	2,0	1,75	1,5	1,25	1,0	0,75	0,5	0,25	9
13/4	0,73427	1,43792	2,26406	2,20895	1,88450	1,62804	1,35336	1,08355	0,81244	0,54168	0,27083	35/4
7/2	0,71362	1,39554	2,20421	2,41259	2,02043	1,75569	1,45681	1,16707	0,87489	0,58336	0,29166	17/2
15/4	0,69032	1,36373	2,10476	2,57660	2,16697	1,88050	1,56103	1,25040	0,93740	0,62503	0,31250	33/4
4	0,66667	1,33333	2,0	2,66667	2,33333	2,0	1,66667	1,33333	1,0	0,66667	0,33333	8
17/4	0,64445	1,29714	1,91698	2,65993	2,52145	2,11367	1,77387	1,41585	1,06272	0,70828	0,35419	31/4
9/2	0,62359	1,25566	1,85377	2,57924	2,70425	2,22877	1,88069	1,49848	1,12541	0,74990	0,37503	15/2
19/4	0,61342	1,21136	1,80118	2,45894	2,48743	2,35448	1,98467	1,58186	1,18790	0,79156	0,40586	29/4
5	0,58333	1,16667	1,75	2,33333	2,91667	2,5	2,08333	1,66667	1,25	0,83333	0,41667	7
21/4	0,56286	1,12355	1,69296	2,21810	2,88849	2,66953	2,17557	1,76474	1,31164	0,87523	0,43741	27/4
11/2	0,54203	1,08191	1,63034	2,14673	2,78274	2,84729	2,26560	1,84031	1,37312	0,91717	0,45821	13/2
23/4	0,52103	1,04086	1,56553	2,07201	2,64644	2,95159	2,37532	1,92217	1,43603	0,95872	0,47907	25/4
6	0,5	1,0	1,5	2,0	2,5	3,0	2,5	2,0	1,5	1,0	0,5	6
	η_{11}	η_{10}	η_9	η_8	η_7	η_6	η_5	η_4	η_3	η_2	η_1	$\frac{a}{\lambda}$

(Fortsetzung folgt.)

ZUR GRAEVELLSCHEN ANALYSE DES BRÜCKENSTAUES.

Von Th. Rehbock.

Im Heft 21 des 1. Jahrgangs dieser Zeitschrift hat Herr Geh. Baurat Graevell Formeln für die Berechnung der Größe des Brückenstaues mitgeteilt, deren Ableitung er „Analyse des Brückenstaues" nennt.

Da Graevell zur Überprüfung und Verbesserung der abgeleiteten Formeln das Ergebnis von Modellversuchen benutzt hat, die im Karlsruher Flußbaulaboratorium durchgeführt wurden, halte ich es für geboten, darauf hinzuweisen, daß die aus den wenigen Beobachtungen gezogenen Schlüsse zu weitgehend sind und in vielen Fällen zu unrichtigen Ergebnissen führen müssen.

Die für die Überprüfung der abgeleiteten Formeln herangezogenen Versuche beschränkten sich auf die Bestimmung der Stauhöhen beim Einbau von zwei beiderseitig unter 45^0 abgeschrägten Widerlagern, die nach Abb. 1 an den beiden Ufern eines rechteckig begrenzten Wasserlaufes von 12 m Breite 2 m vor das Ufer vortreten, so daß das Verbauungsverhältnis oder die „Verbauung" $\alpha = 4 : 12 = 1 : 3$ ist. Die mittlere Abflußgeschwindigkeit wurde bei allen Versuchen gleichmäßig stets zu 2 m/sec gewählt. Für Wassertiefen im ungestauten Fluß von 1 m, 2 m und 4 m ergaben die im April 1919 ausgeführten Modellversuche Stauhöhen von 0,405 m, 0,27 m und 0,13 m, wobei durch die Einbauten beim ersten Versuch ein voller Fließwechsel des Wassers vom Strömen zum Schießen, d. h. ein Übergang der Abflußgeschwindigkeit von weniger als Wellengeschwindigkeit zu mehr als Wellengeschwindigkeit, im zweiten Fall ein teilweiser Fließwechsel hervorgerufen wurde, während bei dem dritten Versuch ein nahezu rein strömender Durchfluß auftrat, bei dem aber immerhin noch ein kleiner Teil des Wassers zum Schießen kam[1]).

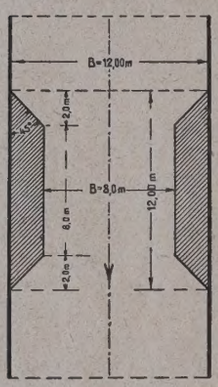


Abb. 1. Lageplan mit den Einbauten, deren Stauhöhe bestimmt wurde.

Graevell bestimmte in dem angeführten Aufsatz die Stauhöhe zunächst für den strömenden Abfluß unter vollem Fließwechsel durch Summierung eines Geschwindigkeitshöhenstaues und eines Reibungsstaues. Den ersteren berechnete er unter Verwendung der Formel von d'Aubuisson, allerdings ohne Berücksichtigung der Wirkung der Einschnürung, indem $\mu = 1{,}0$ gesetzt wurde; den letzteren durch Addition der Weisbachschen Formelwerte für die plötzliche Zusammenziehung am Einlauf in die Brückenenge und für die plötzliche Erweiterung am Auslauf aus der Brückenenge.

Bei Berechnung des Geschwindigkeitshöhenstaues wurden indessen von Graevell an Stelle der Geschwindigkeitshöhen k_0 der d'Aubuissonschen Formel die „Fließverhältnisse" $k_0 : t_0$ — d. h. die Geschwindigkeitshöhen dividiert durch die Wassertiefen im ungestauten Fluß — in die Rechnung eingeführt, wobei aber das Fließverhältnis fälschlich als „Geschwindigkeitshöhe" bezeichnet wurde, während das Fließverhältnis in Wirklichkeit gar kein Längenmaß, sondern ein unbenannter Zahlenwert ist. Bei dem zuerst betrachteten Beispiel für den Durchfluß unter vollem Fließwechsel wird durch die Division der Geschwindigkeitshöhen durch die Wassertiefe allerdings das Ergebnis der Stauberechnung zahlenmäßig nicht geändert, weil die Wassertiefe zufällig gerade den Wert 1,0 m besitzt. Bei andern Wassertiefen müßte aber die Stauhöhe infolge der Division der Geschwindigkeitshöhen durch die Wassertiefe beeinflußt werden.

Die Ansicht Graevells, nach der bei der gleichen mittleren Abflußgeschwindigkeit im ungestauten Wasserlauf die Größe der Stauhöhen sich etwa umgekehrt proportional zu den Wassertiefen ändert, widerspricht in gleicher Weise der Theorie wie der Beobachtung. Es ist diese Ansicht scheinbar durch den rein zufälligen Umstand hervorgerufen, daß bei den drei zum Vergleich herangezogenen Versuchen, die in Gebiete verschiedener Durchflußarten fallen, die Stauhöhen mit wachsender Wassertiefe schnell abnehmen. Dies ist aber im Gebiet der gleichen Durchflußart weder beim vollen Fließwechsel noch beim rein strömenden Durchfluß der Fall.

Aus der großen Anzahl der im Karlsruher Flußbaulaboratorium ausgeführten Modellversuche geht hervor, daß zwar bei kleinen Verbauungen die Stauhöhe im Gebiet des vollen Fließwechsels bei wachsender Wassertiefe abnimmt, daß dagegen bei großen Verbauungen sogar das Umgekehrte eintreten kann, indem der Stau dann bei gleichen Abflußgeschwindigkeiten bei zunehmender Tiefe anwächst. Dies zeigen die Linien der Stauziffer β in der Formel für die Stauhöhe:

$$z = \beta \cdot \alpha \cdot k_0,$$

die für Pfeilereinbauten mit durch Kreisbögen schlank zugespitzten Vorköpfen in meinem Aufsatz „Zur Frage des Brückenstaues" veröffentlicht sind[2]), die aber auch mit sehr guter Annäherung im Gebiet des vollen Fließwechsels für keilförmig zugespitzte Widerlager Gültigkeit besitzen.

Da die in der geschilderten Weise abgeleitete Stauformel für die Verhältnisse des an erster Stelle genannten Modellversuches mit 1,0 m Wassertiefe eine etwas zu große Stauhöhe ergibt, führt Graevell in die Formel für die Reibungsstauhöhe noch einen „Berichtigungsbeiwert" ein, indem er nur 70 v. H. des aus der Weisbachschen Formel sich ergebenden Wertes in Rechnung stellt, um dadurch Stimmigkeit mit dem Ergebnis des ersten Modellversuches zu erreichen. Graevell rechtfertigt dies damit, daß die Übergänge beim Eintritt in und beim Auslauf aus der Brückenenge „gerade keine ganz plötzlichen sind". Näher hätte es wohl gelegen, die nach Weisbach berechnete Stauhöhe für die plötzliche Erweiterung am Brückenausgang ganz zu vernachlässigen, weil zwischen den Einbauten der schießende Abfluß eintritt, bei dem eine Stauübertragung vom unteren Pfeilerkopf aus stromaufwärts ausgeschlossen ist.

Für die Verhältnisse des von Graevell zum Vergleich herangezogenen Modellversuches, nämlich für $\alpha = 1 : 3$ und für $u = 2$ m/sec ergeben sich bei Wassertiefen zwischen 0,6 und 1,2 m, bei denen ein voller Fließwechsel eintritt, die in der folgenden Tabelle zusammengestellten Stauhöhen:

1	2	3	4	5
Wassertiefen im ungestauten Fluß, bei einer Geschwindigkeit $u = 2$ m/sec, in m	Stauhöhen bei bogen- oder keilförmig zugespitzten Einbauten nach Modellversuchen in m	Stauhöhen nach der Analyse des Brückenstaues von Graevell in m	Abweichungen zwischen den Werten der Spalten 2 und 3 in m	Abweichungen zwischen den Werten der Spalten 2 und 3 in vH
1,2	0,36	0,34	— 0,02	— 6
1,0	0,39[3])	0,41	+ 0,02	+ 5
0,8	0,40	0,49	+ 0,09	+ 22
0,6	0,39	0,63	+ 0,24	+ 62

[1]) Näheres über diese Bezeichnungen; Th. Rehbock, Abfluß Staus Walzenbildung bei fließenden Gewässern. Berlin 1917. Julius Springer, Verlag.

[2]) Zentralblatt der Bauverwaltung 1919, Nr. 37.

[3]) Bei den älteren, Herrn Geh. Baurat Graevell im April 1919 mitgeteilten Näherungsversuchen war diese Stauhöhe mit 0,405 m etwas größer gemessen. Die neueren sehr genau durchgeführten Versuche ergaben nur 0,393 m Stauhöhe bei 1 m Wassertiefe.

Nach dem Ergebnis der Versuche besitzt demnach die Stauhöhe bei 0,8 m Wassertiefe ihren Höchstwert, während die Graevellsche Analyse des Brückenstaues mit abnehmender Wassertiefe ständig anwachsende Stauhöhen ergibt, was der Wirklichkeit nicht entspricht.

Auf Grund von Annahmen über die Verteilung des Staues auf die einzelnen Teile der Durchflußöffnung gelangt Graevell auch zur Festlegung der Wasserspiegellinie im Längenschnitt, und zwar — für das zum Vergleich herangezogene Beispiel mit 1 m Wassertiefe — zu der in Abb. 2 stark gestrichelt eingezeichneten Linie. Diese Linie kann aber den wirklichen Verhältnissen unmöglich entsprechen, da Graevell — wie dies auch d'Aubuisson getan hat — die negativen Geschwindigkeitshöhen vernachlässigt und infolge dessen die das Abflußbild beherrschende Senkung des Wasserspiegels zwischen den Einbauten unberücksichtigt läßt.

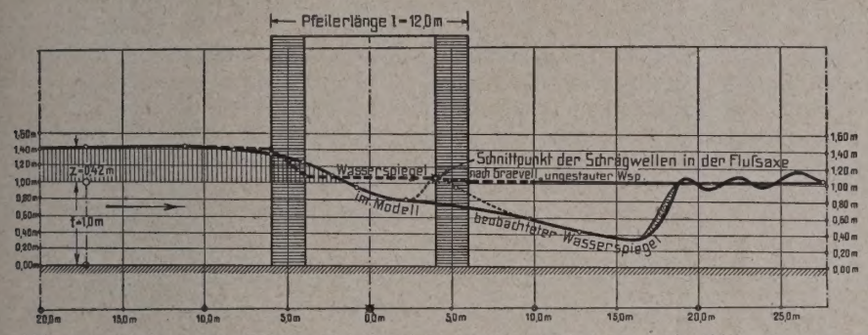


Abb. 2. 5-fach verzerrter Längenschnitt eines durch 2 Widerlager nach Abb. 1 gestauten Flusses von 12 m Breite und 1 m Tiefe beim Abfluß von 24 cbm/sec.

Tatsächlich zeigt denn auch der Wasserspiegel in der Durchflußöffnung einen ganz anderen Verlauf, der durch die stark ausgezogene Linie in Abb. 2 nach der Aufnahme an einem Modell 1 : 30 wiedergegeben ist.

Für den Durchfluß des Wassers durch Brückeneinbauten mit teilweisem Fließwechsel gibt Graevell keine Stauformel an. Er unterläßt es auch, die Grenzen festzulegen, bis zu welchen seine Formel für den vollen Fließwechsel gilt. Es fehlt daher eine wichtige Voraussetzung für die Verwendung dieser Formel.

Für den rein strömenden Durchfluß verwendet Graevell die gleiche Formel, wie für den Durchfluß unter vollem Fließwechsel; nur schlägt er vor, die Stauhöhe um zwei Drittel der Geschwindigkeitshöhe des ungestauten Wassers zu vermindern. Dieser Abzug ist nicht näher begründet und erscheint willkürlich.

Da beim rein strömenden Abfluß kein Geschwindigkeitshöhenstau, sondern nur ein Reibungsstau vorhanden ist, kann nicht erwartet werden, daß die so entstandene Formel allgemein brauchbare Ergebnisse liefert. Dies ist denn auch tatsächlich nicht der Fall. Der Abzug von zwei Drittel der Geschwindigkeitshöhe ist schon deshalb nicht berechtigt, weil dieser Abzug eine von der Größe des verbauten Querschnittes unabhängige Größe besitzt. Bei sehr kleinen Verbauungen würden sich infolge dieses Abzuges sogar negative Stauhöhen ergeben, die in Wirklichkeit nicht vorkommen können.

Was aber bei der Graevellschen Formel für den rein strömenden Durchfluß vor allem vermißt wird, ist die Berücksichtigung der Form der Einbauten auf die Stauhöhe, obschon in Wirklichkeit die Größe des Brückenstaues beim rein strömenden Durchfluß durch die Gestalt der Einbauten maßgebend beeinflußt wird. Die vorgeschlagene Formel kann schon aus diesem Grunde keine allgemeine Gültigkeit besitzen, sondern höchstens für eine ganz bestimmte Form der Einbauten Verwendung finden. Für die verschiedenen vorkommenden Querschnittsformen der Pfeiler müßten wegen des großen Einflusses der Gestalt der Vorköpfe auf die Stauhöhe besondere Formeln abgeleitet werden, was auf theoretischem Wege ganz unmöglich geschehen kann, da der Stau in der Hauptsache durch Wasserwalzen und Fließwirbel verursacht wird, deren Form, Größe und Energieverbrauch sich nicht rechnerisch erfassen lassen. Auch bei der gleichen Verbauung kann die Größe der Stauhöhen, wie Versuche zeigen, je nach der Gestalt der Pfeilerköpfe selbst um ein Mehrfaches schwanken. Auch die Stellung der Einbauten frei im Fluß (Pfeiler) oder unter Anlehnung an die Wandungen des Bettes (Widerlager) ist nicht ohne Einfluß auf die Größe des Staues.

Alle diese verwickelten Verhältnisse lassen sich unmöglich auf rechnerischem Wege aufhellen.

Was sich zur Klärung des Problems des Brückenstaues und zum Verständnis der dabei zu berücksichtigenden Erscheinungen rein theoretisch sagen läßt, hat Krey in seinem Aufsatz „Berechnungen des Staues infolge Querschnittseinengungen“[4]) übersichtlich zusammengestellt. Auch in der Festschrift der Technischen Hochschule zu Karlsruhe 1917[1]) sind diese Verhältnisse besprochen.

Aus beiden Untersuchungen geht hervor, daß brauchbare Lösungen für die Staubestimmung nur auf Grund von genauen Naturbeobachtungen gewonnen werden können.

Für einen der gebräuchlichsten Pfeilerformen habe ich das Ergebnis solcher Beobachtungen auf Grund einer großen Zahl von Modellversuchen, die im Karlsruher Flußbaulaboratorium ausgeführt wurden, bereits besprochen. Es sind dort Formeln mit ihren Grenzen mitgeteilt, welche die Berechnung des Staues bei allen Fließverhältnissen und Verbauungen eindeutig ermöglichen. Die abgeleiteten Formeln besitzen auch der Graevellschen Analyse des Brückenstaues gegenüber den Vorteil größerer Einfachheit.

Auch für andere Formen von Pfeilerquerschnitten erscheint mir der hier eingeschlagene Weg der allein Erfolg versprechende zu sein.

Gegen die Graevellsche Analyse des Brückenstaues bestehen nach dem Gesagten die folgenden Bedenken:

1. die ungenügende Berücksichtigung der für die Höhe des Staues maßgebenden Durchflußart,
2. die Vernachlässigung der negativen Geschwindigkeitshöhe beim Ausfluß aus der Brücke,
3. die Verwechslung der Geschwindigkeitshöhe mit dem Fließverhältnis,
4. die Nichtberücksichtigung der Form der Köpfe der Einbauten bei der Stauberechnung,
5. das Fehlen einer Formel für das Übergangsgebiet mit teilweisem Fließwechsel,
6. das Fehlen von Angaben über die Grenzen für die Verwendung der vorgeschlagenen Formeln für den vollen Fließwechsel und für den rein strömenden Durchfluß,
7. die Umständlichkeit der als Versuchsberechnung durchzuführenden Berechnung.

Infolge dieser Mängel ist die Analyse des Brückenstaues, wenn sie auch in manchen Fällen brauchbare Annäherungswerte liefern mag, zur allgemeinen Verwendung nicht geeignet. Namentlich bei Flachlands- und Mittelgebirgsflüssen, die auch bei starker Verbauung meist den rein strömenden Durchfluß aufweisen, gibt sie in vielen Fällen unbrauchbare Werte.

[4]) Zentralblatt der Bauverwaltung 1919, Nr. 79.

VERSCHIEDENE HERVORRAGENDE, WÄHREND DES KRIEGES AUSGEFÜHRTE EISENBETONBAUTEN.

Von Bauinspektor Meisenhelder, in Fa. Wayß & Freytag, A.-G., Neustadt a. d. Haardt.

Nach dem Vortrag auf der 23. Hauptversammlung des Deutschen Betonvereins 1920 zu Berlin.

(Fortsetzung von Seite 72.)

III. Montagehalle der Daimler-Motoren-Gesellschaft, Untertürkheim.

Die Daimler-Motoren-Gesellschaft, Untertürkheim, hatte im Sommer 1918 einen größeren Hochbau für eine Reparaturwerkstätte zu erstellen und im Anschluß hieran eine Montagehalle mit den Grundrißabmessungen von 60/60 m und einer Säulenstellung von 10 bzw. 15 m.

Außer dem technisch gut durchdachten Konstruktionssystem ist die außerordentlich kurze Bauzeit, die durch die Mit Rücksicht auf die Ausführung in der 2. Hälfte des Jahres 1918, wo die Beschaffung brauchbarer und leistungsfähiger Arbeiter schon auf das äußerste erschwert war, ist diese Ausführungszeit als eine ganz außerordentlich kurze zu bezeichnen.

Abb. 24 zeigt den Längenschnitt durch die Reparaturwerkstätte und die Montagehalle, die letztere mit 6 Feldern à 10,20 m Stützweite. Darunter ist der Querschnitt der Montagehalle gezeichnet, die mit einer Breite von 4 Feldern à 15 m Stützweite an die Reparaturwerkstätte anschließt Die Hauptträger, die quer als kontinuierliche Träger über

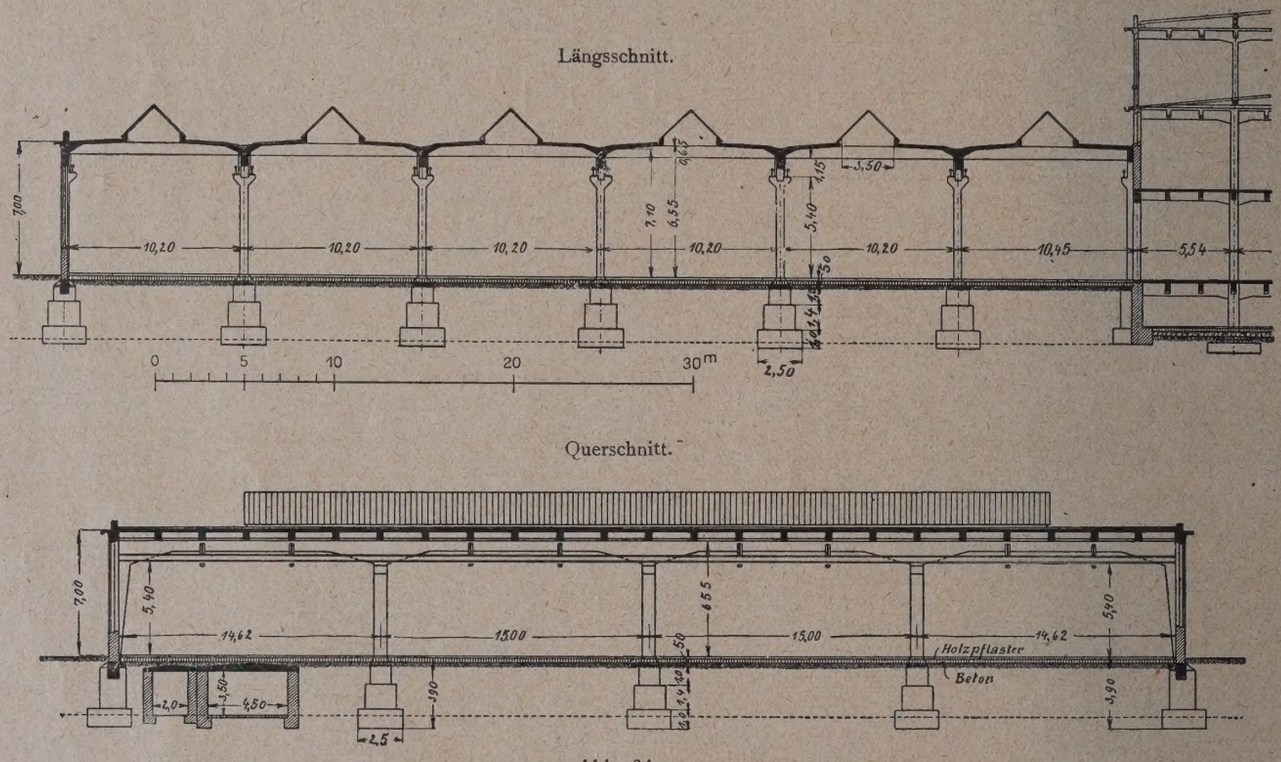


Abb. 24.

Anwendung dieses Systems erreicht wurde, bemerkenswert. Die Montagehalle war mit Rücksicht auf die außerordentlich kurze Zeit, die für die Ausführung zur Verfügung stand, in Holzkonstruktion eines der bekannten Systeme (Meltzer, Hetzer, Kübler u. dgl.) vorgesehen und nur die Stützen, die eine Kranbahn aufzunehmen hatten, sollten in Eisenbeton ausgeführt werden. Die Stuttgarter Niederlassung der Wayß & Freytag A.-G. bot nun auch die Dachdecke in Eisenbeton an und erreichte durch das Projekt der Verwendung von vorher fabrikmäßig hergestellten und am Bau zu verlegenden Trägern eine derartig kurze Bauzeit, daß ihr die Ausführung trotz des von ihr geforderten höheren Preises übertragen wurde. Als Ausführungsfristen waren von seiten der Firma zu gewährleisten für die vollständige Herstellung des ganzen Baues von 3600 qm Grundfläche und einem umbauten Raum von $3600 \times 7{,}10 = 26\,000$ cbm einschließlich des Fußbodens und der Ausmauerung der Außenwände 16 Wochen, während die Zeit bis zur Vollendung des Daches und der Eindeckung desselben mit Ruberoid auf nur 11 Wochen festgesetzt war.

4 Öffnungen à 15 m verlaufen, wurden an Ort und Stelle innerhalb Schalungen betoniert, und zwar jeder Träger seiner Höhe nach in 2 Abschnitten, während die längs verlaufenden Nebenträger mit 10,10 m Stützweite und einem gegenseitigen Achsstand von 2,50 m vorher neben dem Gebäude fertig betoniert und sodann mittels eines Kranes am Bauwerk verlegt wurden.

Die Oberlichter liegen parallel zu den Hauptträgern. Das Dach hat jeweils Gefälle gegen die letzteren.

Abb. 25 zeigt die Einschalung und Einrüstung der Hauptträger, links im Längenschnitt, rechts in 2 Querschnitten, in Feldmitte und am Auflager. Das die Schalung unterstützende Gerüst bildet gleichzeitig das Traggerüst für die fertig aufzulegenden Nebenträger. Es hatte eine Breite von 1,85 m. Bevor es erstellt wurde, wurde jeweils unter den Hauptträgern entlang ein 2 m breiter Streifen des Betonfußbodens hergestellt, der gleichzeitig als Fundament für dieses Gerüst diente. Es wurde dadurch erreicht, daß das Gerüst die Fertigstellung des Fußbodens später nicht mehr behinderte, und daß es bis zum Schluß

belassen werden konnte. Seine Entfernung bildete die letzte Arbeit. Die Hauptträger erhielten die rechts oben dargestellte Querschnittsform: ein Plattenbalken mit fast dreieckförmigem Druckgurt, der oben eine trapezförmige Vertiefung erhielt, da über den Trägern die Dachrinnen angeordnet waren. Die Kran waren 2 kräftige Bügel, die durch den ganzen Träger hindurchgingen, eingebaut. Mit Rücksicht auf den geringen zur Verfügung stehenden Platz und zum Zwecke der Ersparung von Schalungskosten wurden die Ttäger nebeneinander zwischen Schalungen in der Weise betoniert, wie es in Abb. 26 im Quer-

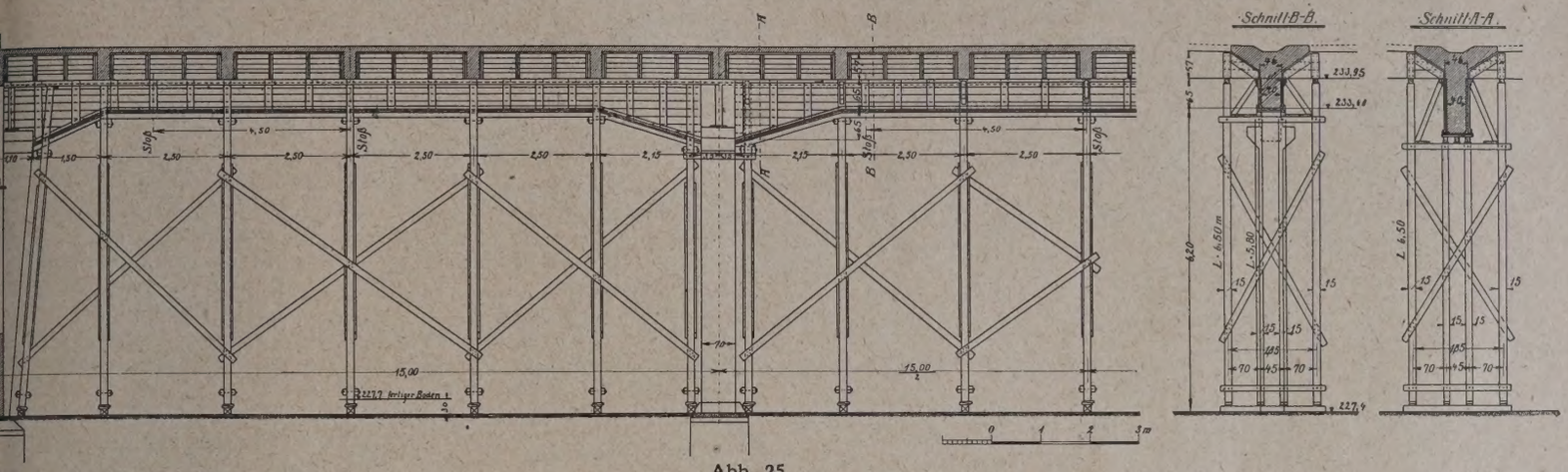
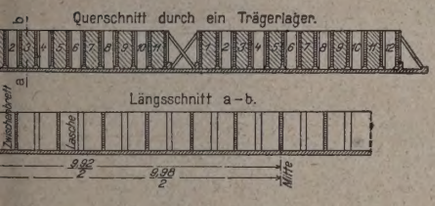


Abb. 25.

Träger wurden zunächst nur bis Unterkante der dreieckförmigen Druckzone, d. h. bis Oberkante Traggerüst an Ort und Stelle betoniert.

Gleichzeitig mit dem Ausschachten der Fundamente und dem Betonieren derselben wurden die erforderlichen 138 Nebenträger mit 10,20 m Spannweite seitlich neben dem Gebäude in der aus Abb. 26 ersichtlichen Weise betoniert. Die Einzelheiten dieser Trägerausbildung sind in Abb. 27 dargestellt. Die Träger erhielten rechteckigen Querschnitt. An den Enden sind sie entsprechend der Unterfläche des Druckgurtes der



schnitt dargestellt ist. Auf einem Bretterboden wurden die Seitenschalungen so aufgestellt, daß die Träger nebeneinander, je 2 mit gemeinsamer Seitenschalung betoniert werden konnten. Es wurden nun zunächst die Träger 1, 3, 5, 7 usw. betoniert, wobei in den leerbleibenden Fächern die Versteifungen

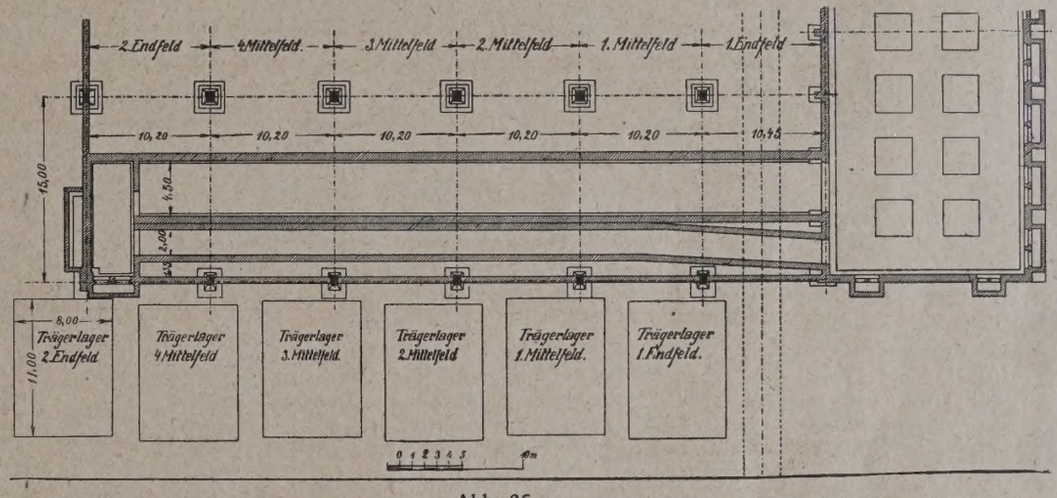


Abb. 26.

Hauptträger abgeschrägt. Ihr Längenprofil zeigt oben in der Mitte eine Horizontale auf die Breite des sich hier aufsetzenden Oberlichtes und von da nach den Enden schwaches Gefälle entsprechend dem Dachgefälle. Sie wurden als kontinuierliche Träger gerechnet und armiert. Zum Zwecke der Herstellung der Verbindung der einzelnen Träger der verschiedenen Felder über den Mittelstützen stand die Tragarmierung an den Enden in der aus der Zeichnung ersichtlichen Weise über und war, um die Handhabung des Balkens und das Verlegen desselben zu erleichtern, in provisorischer Weise schräg nach oben abgebogen. Die Bügel standen über die Oberkante der Träger hervor, um später in die Monierdachhaut umgebogen zu werden. An den Aufhängepunkten der Träger durch den

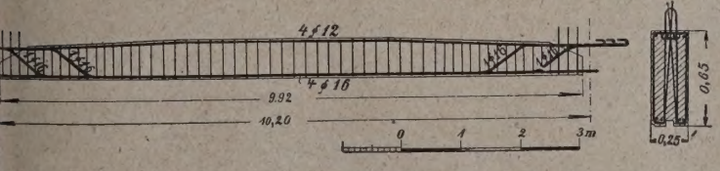


Abb. 27.

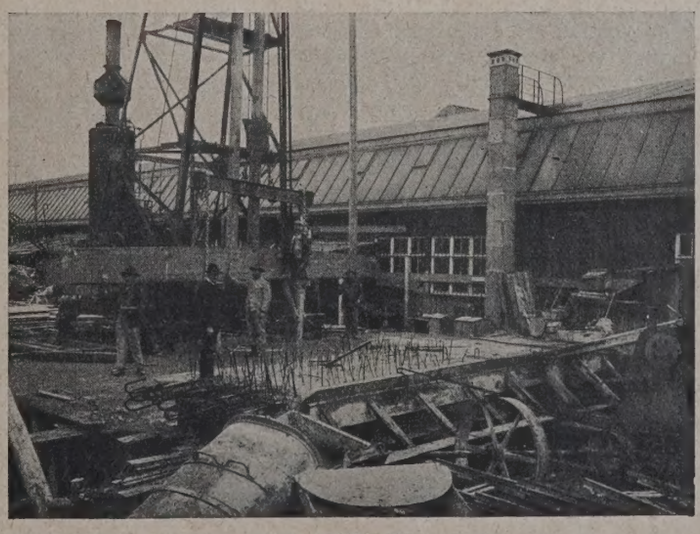


Abb. 28.

(Laschen und Spannbretter) für die Seitenschalungen angebracht waren. Nachdem die Träger mit ungeraden Nummern betoniert waren, konnten die Versteifungen in den leeren

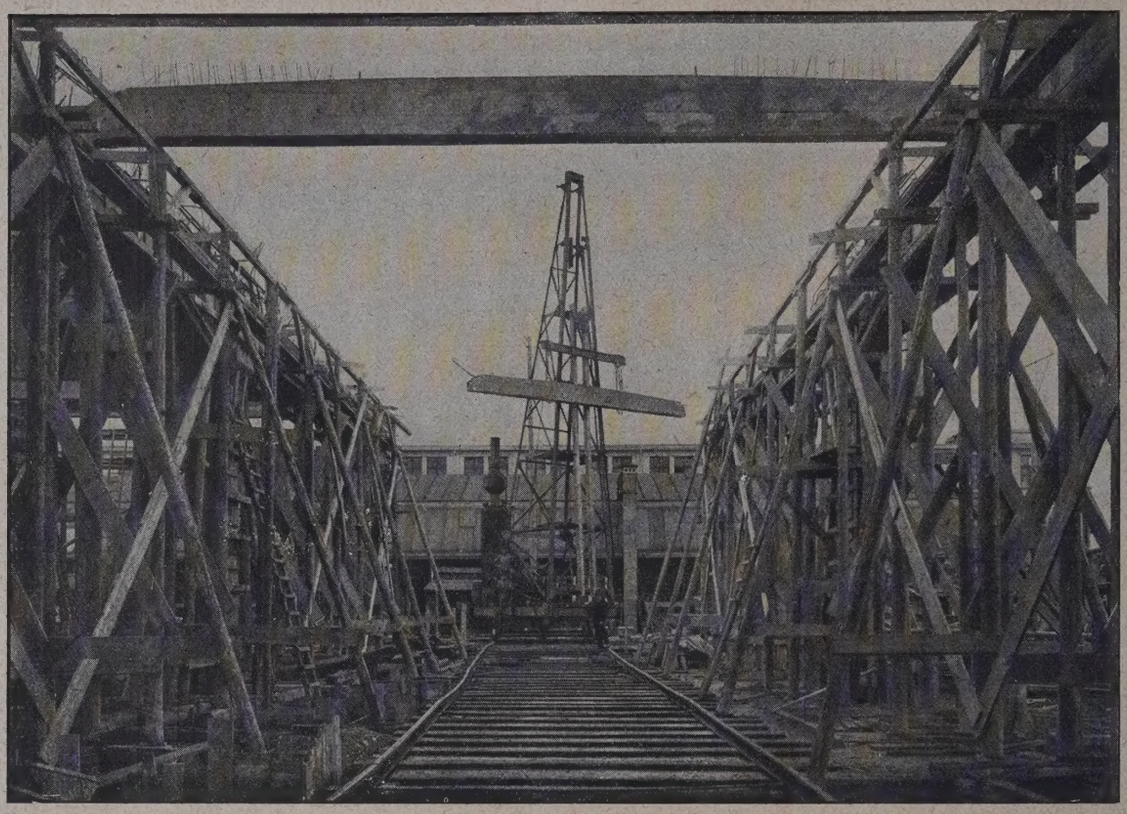


Abb. 29.

Fächern herausgenommen und nun auch die Träger mit den geraden Nummern betoniert werden. Die fertig betonierten Träger waren also lediglich durch die 3 cm starken Schalbretter voneinander getrennt. Mit Rücksicht auf die Arbeit des Verlegens und den geringen zur Verfügung stehenden Raum waren die Balken, wie aus der Abb. 26 hervorgeht, in einzelne Stapel von je 23 Stück, entsprechend der Anzahl für ein durchgehendes Querfeld, zusammengefaßt und diese Stapel so gelagert, daß jeweils der Raum vor dem betreffenden Querfeld, das montiert werden sollte, freiblieb. Zum Versetzen der Träger wurde eine Universalramme benützt, weil Krane mit der gewünschten Tragfähigkeit und Sicherheit nicht zu beschaffen waren. Die Benutzung der Ramme hat sich als sehr vorteilhaft erwiesen. Das Versetzen ging nun folgendermaßen vor sich:

Begonnen wurde mit dem Querfeld neben dem Reparaturgebäude. Man sieht in Abb. 26 das Rammgleis durch das Querfeld vorgestreckt. Die Ramme erfaßt am Stapel den Träger, hebt ihn hoch, macht eine Schwenkung um 90° nach rechts und fährt in das Querfeld hinein, um von hinten beginnend die Träger zu verlegen. Ist das erste Querfeld fertig, so war das Rammgleis und die Ramme nach dem zweiten Feld zu verlegen. Der erste Stapel war entfernt und es konnte auch das zweite Feld in derselben Weise montiert werden. Die Träger werden auf das Traggerüst aufgelegt. Dadurch, daß der untere Teil (der Steg) des Hauptträgers bereits betoniert war, hatte die Schalung und das ganze Gerüst eine genügende Steifigkeit erlangt, um etwaigen Erschütterungen beim Aufsetzen der Balken Widerstand zu leisten. Nach dem Verlegen der Träger wird zwischen den letzteren die Schalung für die schrägen Unterflächen des Druckgurtes der Hauptträger in Form von fertig hergestellten Bretterkästen aufgestellt. Die Bewehrungseisen der Nebenträger, die die kontinuierliche Verbindung derselben vermittelst des Druckgurtes der Hauptträger herstellen sollten, wurden sodann umgebogen. Hierauf wurden auf die Nebenträger Bimsbetondielen der Bauart „Remy" verlegt, die nach oben hervorstehenden Bügel der Nebenträger seitlich über die Bimsbetondielen umgebogen, das Eisen der Dachhaut geflochten, und nun Druckgurt der Hauptträger in Verbindung mit der über den Bimsbetondielen angeordneten Monierdachhaut und den Längsträgern für das Oberlicht in einem Stück betoniert. Auf die besonders gute Verbindung des bereits vorher betonierten Steges des Hauptträgers sowie der aufgerauhten Endflächen der Nebenträger mit dem frischen Beton der Druckgurte mußte besondere Sorgfalt verwendet werden.

Das Abheben der Träger vom Herstellungsort geschah vermittelst der Ramme. An dem Zugseil der Ramme war ein Wagebalken angebracht, an dessen Enden Ketten befestigt waren, die zum Zwecke des Abhebens mit Haken in die in

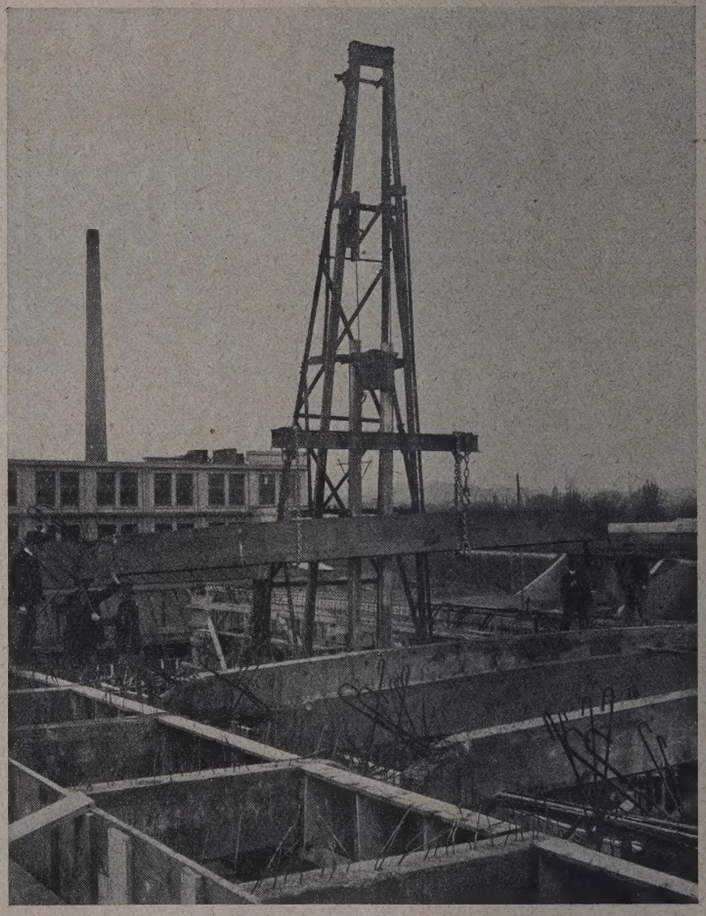


Abb. 30.

die Träger einbetonierten Ösen eingriffen (siehe Abb. 18). Da die Träger quer, zum Teil bis auf 8 m, herangezogen werden mußten, war die Verwendung einer Winde nötig, die den beim schrägen Zug des Aufzugsseiles entstehenden horizontalen Zug aufnahm und ein allmähliches und gefahrloses Heranbringen des abgehobenen Trägers an die Ramme ermöglichte. Man sieht auf Abb. 28 die vorhandene Tragarmierung und am Ende der Träger auch die nach oben vorstehenden Bügel, die besonders in dem abgeschrägten Ende später die Verbindung mit dem Druckgurt der Hauptträger herstellen sollten. Der Träger ist bis auf Brusthöhe aufgezogen, an die Ramme herangebracht und hängt nun vertikal an dem Tragseil. Zur Sicherheit sind noch 2 Ketten über Wagebalken und Träger geschlungen. Der Träger wird von den Arbeitern von anhängenden Betonkrusten usw. gereinigt, insbesondere wird auch die unten eingelegte Ankerschiene, die zur Befestigung der Transmissionen dient, nachgesehen und gereinigt.

Abb. 29: Der Träger ist vollständig hochgezogen, die Ramme ist im Begriff, eine Wendung um 90° zu machen und in das betreffende Querfeld hineinzufahren. Im Vordergrund sieht man die bereits verlegten Träger. Die Auflagerung auf dem Gerüst der Hauptträger ist ebenfalls sehr gut ersichtlich. Die Tragarmierung der Hauptträger, soweit sie über den fertig betonierten Teil hervorragt, ist links und rechts zu erkennen.

Die die Schalung der zur Hälfte betonierten Hauptträger tragenden Gerüste, auf welche die Nebenträger aufgelegt werden, sind seitlich verstrebt.

Abb. 30: Der Träger wird abgelassen. Da er infolge Verneigens der Ramme frei schwebend hängt, so genügen 2 Mann an den Enden, um ihn an die richtige Stelle zu dirigieren. Man sieht die bereits fertig verlegten Balken mit der noch nicht übergebogenen Tragarmierung an den Enden und den Bügeln. Außerdem auch die Schalkasten für die Unterfläche des Druckgurtes des Hauptträgers und die rauh gelassenen Enden der fertigen Balken, die mit diesen in den Druckgurt der Hauptträger hineinragen. Die Schalung links unten dient zur Herstellung der Träger für die Oberlichter, die parallel zu den Hauptträgern über dem fertigen Nebenträger hinweglaufen, aus welchem Grunde in dem mittleren Teil der Träger die vorstehenden Bügel entbehrlich waren.

Nachdem der Träger abgelassen ist, werden die Ketten entfernt und die aufgebogenen Eisen der Enden in die Horizontale abgebogen. Hierauf werden die Remyplatten auf die Nebenträger aufgelegt, die Bügel umgebogen, das Eisengeflecht für den Monierüberzug geflochten, zwischen die Nebenträger die Schalkasten für die Druckgurte der Hauptträger eingesetzt und sodann Druckgurt und Monierdachhaut in einem Guß betoniert. Die Randträger wurden an Ort und Stelle betoniert.

Nach den ersten 2 Feldern hatte das Personal genügend Erfahrung und Übung für das Versetzen der Träger gewonnen, so daß es möglich war, ein ganzes Querfeld der Halle mit 23 Nebenträgern in einem Tag zu versetzen. Ein weiterer Tag war notwendig zum Versetzen der Ramme von einem Feld zum andern und zum Vorstrecken des Rammgleises, so daß, wenn sonst alle Vorbereitungen, wie Schalung der Hauptträger usw.. richtig vor sich gingen, jeden zweiten Tag ein Feld von 610 qm fertig versetzt werden konnte.

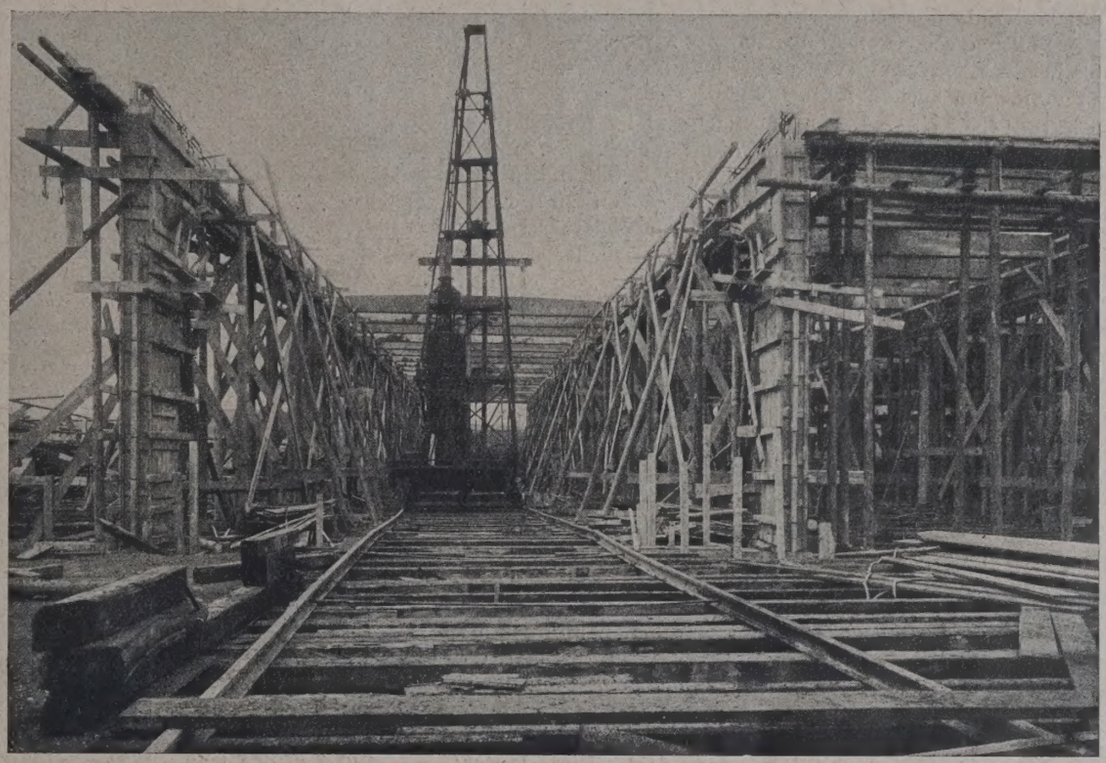


Abb. 31.

Abb. 31 zeigt den Blick in das Querfeld mit den bereits verlegten Trägern.

Sofort nach dem Verlegen der Nebenträger konnte der Betonfußboden zwischen den bereits fertiggestellten 2 m breiten Streifen betoniert werden. Die Unterstützung der Hauptträger konnte bis zum Schluß belassen werden.

Da die zeitraubenden und kostspieligen Schalungsarbeiten bei diesem Verfahren auf ein Minimum reduziert werden, so lassen sich damit bei größeren Flächen und einfach gelagerten Verhältnissen in kürzester Frist beträchtliche Leistungen am Bauwerke erzielen.

APPARAT ZUM MESSEN VON STÖSSEN.

Von H. Kreüger, Professor a. d. Technischen Hochschule in Stockholm.

Es ist stets schwierig gewesen, mit Hilfe von Meßapparaten Wirkungen von Stößen direkt messen und ablesen zu können, weil in den Meßapparaten selbst Stoßverluste zu entstehen pflegen. Beispielsweise ist es nicht angebracht, Stoßkräfte mittels Federwiderstand oder Manometer zu messen.

Infolgedessen ist es wünschenswert, einen Meßapparat zu konstruieren, welcher bei den Wirkungen von Stößen eine möglichst geringe Formveränderung bedingt, um dadurch einen möglichst geringen Verlust der Stoßkraft im Apparat selbst zu haben.

Man kann das dadurch erreichen, daß man von dem Prinzip der Formveränderung einer harten Kugel ausgeht, die sich gegen eine ebenso harte plane Scheibe anlegt. Die Formveränderung in der Kraftrichtung wird hierbei außerordentlich gering und trotzdem kann man, wie später gezeigt wird, die Größe der angewandten Kraft mit genügender Genauigkeit feststellen.

Wenn zum Beispiel eine Kugel von Chromstahl mit einem gewissen Druck gegen eine Scheibe von ebensolchem Material gepreßt wird, so entsteht eine Berührungsfläche zwischen Kugel und Scheibe. Nach Aufhören des Druckes wird die Berührungsfläche nur zu einem Berührungspunkt, wenn der größte angewandte Druck nicht die Elastizitätsgrenze des Materials überschreitet.

Sollte diese Grenze überschritten werden, so entstehen bleibende Formveränderungen, welche man bei den Versuchen zu vermeiden suchen muß.

Die Größe der Berührungsfläche steht immer in einem gewissen Verhältnis zur Größe des Druckes. Es muß daher auf irgend eine Weise möglich sein, die Größe dieses Druckes messen zu können. Die zu den Versuchen zu benutzende Kugel sowie die Scheibe müssen blank poliert sein. Führt man die plane Scheibe während eines Bruchteils einer Sekunde über ein Stearinlicht oder ähnliches, so erhält man eine außerordentlich dünne, berußte Fläche. Will man Messungen in Feuchtigkeit oder unter Wasser vornehmen, so kann man diese Rußfläche durch eine dünne Kupferhaut ersetzen, die auf die polierte plane Scheibe elektrolytisch aufgelegt wird.

Wenn dann die Kugel in gehöriger Weise gegen seitliches Abgleiten gestützt, gegen die berußte Scheibe gelegt und einem Druck ausgesetzt wird, so wird dieselbe fest gegen die Scheibe gedrückt. Hört der Druck auf, so zeigt sich auf der berußten Oberfläche ein scharf begrenzter kreisrunder Fleck. Durch Feststellen des Durchmessers dieses Fleckes kann die Größe des unbekannten Druckes bestimmt werden. Diese Ablesung geschieht am besten mit Hilfe eines mit einer Gradeinteilung von $^1/_{10}$ oder möglichst $^1/_{100}$ mm versehenen Mikroskops.

Es zeigt sich, wenn man Kontrollserien ausführt, daß die Größe des Durchmessers der Berührungsfläche d mit der Hertzschen Formel übereinstimmt, die man als bekannt voraussetzen darf. Diese lautet:

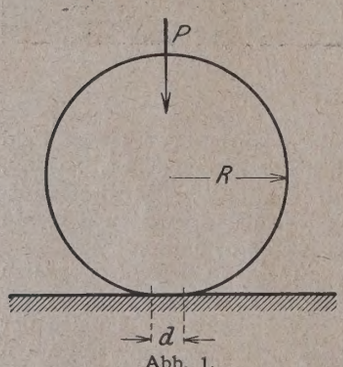


Abb. 1.
Spher gegen Scheibe gedruckt.

$$d = 2{,}22 \sqrt[3]{\frac{P R}{E}} \quad \ldots \quad (1$$

Hierbei bezeichnet P den Druck, R den Radius der Kugel (s. Abb. 1) und E die Elastizität des Kugelmaterials. Man kann also auch schreiben:

$$P = \left(\frac{d}{2{,}22}\right)^3 \cdot \frac{E}{R} \quad \ldots \quad (2$$

Da man den Durchmesser der Berührungsfläche d messen kann, ist es leicht, die Größe des wirkenden Druckes zu errechnen, da der Radius der Kugel R bekannt ist. Für Chromstahl kann der Elastizitätsmodul 2 050 000 kg/cm² gesetzt werden. Bei Versuchen mit Hilfe einer sehr genauen und empfindlichen Versuchsmaschine wurden folgende Resultate erzielt, welche in der Tabelle mit den theoretischen Werten vergleichsweise aufgeführt sind. Der Kugelradius war bei dem Versuch 2,5 cm. Die Übereinstimmung ist außerordentlich gut.

Kraft P (kg)		100	200	300	400	500	750	1000	1500	2000	3000
		in Zentimeter									
d	Nach Theorie	0,110	0,139	0,159	0,175	0,188	0,215	0,237	0,272	0,299	0,342
	Nach d. Versuch	0,110	0,139	0,160	0,174	0,189	0,217	0,237	0,271	0,299	0,341

Abb. 2 zeigt ein mikroskopisch aufgenommenes Bild einer Berührungsfläche, woraus hervorgeht, daß bei dem Versuch eine gleichlaufende Linie in kreisrunder Form entsteht.

Die größte Beanspruchung σ_{max} des Materials am Berührungspunkt wird von Hertz mit 50 vH. größer angenommen, als die Kraft, die entstehen würde, wenn man annimmt, daß der Druck P sich über die ganze Berührungsfläche $\left(\frac{\pi d^2}{4}\right)$ verteilen würde:

$$\sigma_{max} = 1{,}5 \cdot \frac{P}{\frac{\pi d^2}{4}} = \frac{6 P}{\pi d^2} \quad \ldots \quad (3$$

Bei dem vom Verfasser angewandten Chromstahl wurde festgestellt, daß ein dauernder Eindruck bemerkbar wurde, wenn σ_{max} nach dieser Berechnungsmethode 35 000 kg/cm² übersteigt. Nimmt man diese Größe als höchste Druckgrenze an, so ist

$$35\,000\ \pi d^2 = 6 P,$$

daher

$$P = 18\,300\ d^2 \quad \ldots \quad (4$$

Durch eine Verbindung dieser Gleichung mit der Gleichung (2) erhält man also:

$$18\,300\ d^2 = \frac{d^3}{2{,}22^3} \cdot \frac{2\,050\,000}{R},$$

$$d \cong 0{,}1\ R \quad \ldots \quad (5$$

Um die Elastizitätsgrenze nicht zu überschreiten, darf hiernach der Durchmesser der Berührungsfläche nicht größer sein als $^1/_{10}$ des Kugelradius.

Durch eine Verbindung der Gleichungen (4) und (5) erhält man $P = 183\ R^2$. Der Druck darf also bei einer Chromstahlkugel mit bekanntem Radius nicht größer sein als 183 multipliziert mit dem Quadrat des Radius. Hierbei wird die Größe des Druckes in kg und die Länge des Radius in cm ausgedrückt.

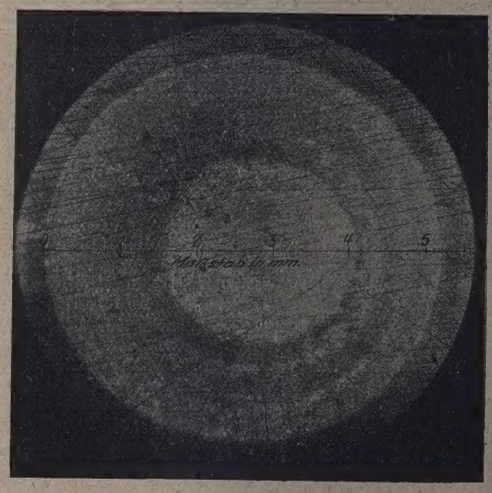


Abb. 2. Mikroskopisches Bild von Kontaktfläche mit d = 0,530 cm.

Eine Kugel mit 2,5c m Radius würde also höchstens mit einem Druck von $183 \cdot 2{,}5^2 = 1140$ kg belastet werden dürfen, und um einen Druck von 20 000 kg ertragen zu können, müßte die Kugel einen Radius von $\sqrt{\frac{20\,000}{183}} \cong 10{,}5$ cm oder einen Durchmesser von 21 cm haben. Zum Messen größerer Kräfte würden demnach außerordentlich große Kugeln notwendig sein.

Es ist jedoch nicht notwendig, *ganze* Kugeln bei diesen Messungen anzuwenden, sondern man kann sich mit Teilen derselben begnügen, so daß man dann handliche Apparate erhält. Dieser Apparat (Abb. 3) soll Kugeldose benannt werden.

Vorgenommene Untersuchungen haben ergeben, daß das Verhältnis des Berührungsdurchmessers zum Druck denselben Gesetzen folgt, als ob man eine vollständige Kugel anwende, wenn nur der Durchmesser des kleinen zylindrischen Ausschnittes nicht zu klein genommen wird.

Bisher haben wir nur von der Anwendung der Methode zur Messung von ruhenden Belastungen gesprochen, doch ist

es klar, daß die Kugeldose unbedingt auch den größten Druck registrieren muß, der durch Stoß entsteht. Durch das angewandte harte Material und die außerordentlich geringe Formveränderung ist mit einem Verlust der Stoßkraft im allgemeinen kaum zu rechnen.

Genannter Apparat wurde vom Verfasser mit gutem Resultat angewandt, um Stoßwirkungen von Geschossen und Sprengkörpern gegen Beton und um Stoßwirkungen gegen andere Materialien und Konstruktionen unter den verschiedensten Verhältnissen zu messen.

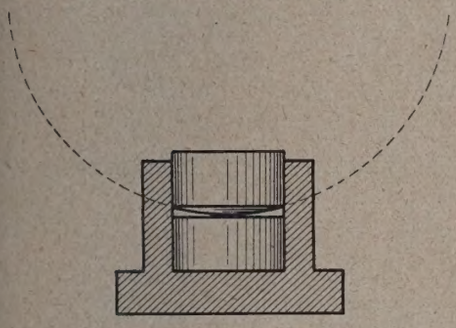


Abb. 3. Kugeldose.

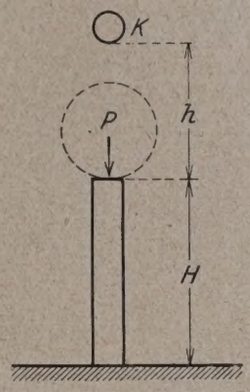


Abb. 4. Stoß gegen Prisma.

Man kann mit der Kugeldose die Explosionswirkung von Sprengmitteln beurteilen und dieselbe anstatt Bleiblöcke benutzen, bei deren Anwendung man bekanntermaßen keine guten objektiven Bestimmungsmöglichkeiten hat.

Ferner kann man mit Hilfe der Kugeldose Stoßwirkungen von Fallhämmern auf Pfähle, von Maschinen auf ihren Unterbau, von Zügen gegen Schwellen und an Schienenfugen, von fallenden oder schwimmenden Körpern mit einer gewissen Geschwindigkeit, messen. Die Kraft einer Woge gegen eine Mole kann man messen und deren Wirkung in verschiedenen Höhenlagen über und unter der Gleichgewichtslage der Wasseroberfläche feststellen. Die Stoßkraft an einem Waggonpuffer kann man feststellen, wenn die Kugeldose an dem Puffer angebracht wird. Auch bei gleichmäßig wirkenden Kräften können mit Hilfe der Kugeldose Probleme verschiedenster Art gelöst werden. So sind zweifelsohne Fragen, die den aktiven nnd passiven Erddruck betreffen, praktisch lösbar.

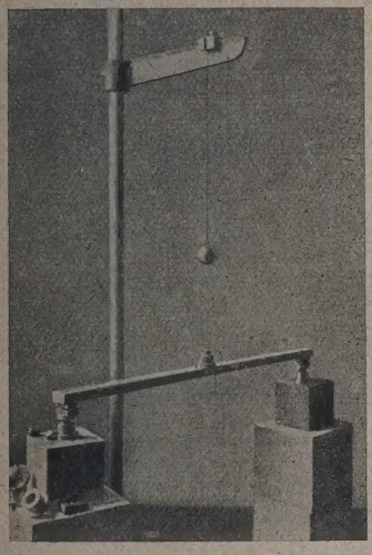


Abb. 5. Balken auf Kugeldosen.

Bringt man längs der Peripherie zwischen frei gelagerten quadratischen, elliptischen oder kreisrunden Scheiben Kugeldosen an und läßt eine Kraft auf die obere Scheibe wirken, so sieht man mit Hilfe dieser Kugeldose, wie sich die Last symmetrisch bzw. unsymmetrisch auf die untergelegte Scheibe verteilt.

Die Verteilung der Spannungen innerhalb der Druckzone eines Betonbalkens und ebenso die Verteilung des Druckes in einem beliebig geformten Mauerpfeiler, auf den exzentrische Kräfte wirken, kann man mit Hilfe von Kugeldosen bestimmen.

Stoßprobleme lassen sich teilweise ziemlich genau auf theoretische Weise lösen, jedoch sind sie in den meisten Fällen schwer zu behandeln. Als Beispiel eines Stoßproblems, das sich theoretisch behandeln und praktisch mit Hilfe einer berußten Scheibe kontrollieren läßt, nennen wir die Stoßwirkung einer freifallenden Stahlkugel gegen eine festliegende Stahlplatte.

Nimmt man den Radius der Kugel mit R cm an, deren Gewicht K kg und deren Fallhöhe h cm sei, so kann man auf theoretische Weise den Durchmesser der Berührungsfläche d errechnen. Eine solche Gleichung zeigt folgende Formel:

$$d = \sqrt[5]{109 \frac{R^2}{E} K h} \text{ cm}.$$

Vorgenommene Versuche haben ergeben, daß diese Formel den Gesetzen der Wirklichkeit entspricht, vorausgesetzt, daß die Fallhöhe nicht größer angenommen wird, als daß die Elastizitätsgrenze des Materials nicht überschritten wird. Die Berührungsdurchmesser, die man bei den Versuchen erhielt, waren unbedeutlich kleiner als die theoretisch errechneten, was jedenfalls daran liegt, daß man unmöglich mit einer absolut unveränderlichen stabilen Unterlage rechnen kann.

Wenn man ein Gewicht gegen ein vertikal aufgestelltes Prisma von homogenem Material fallen läßt, so kann man theoretisch die Stoßwirkung errechnen, d. h. feststellen, wie groß der Druck einer ruhenden Last sein müßte, um denselben Druck auf das Prisma auszuüben, wie das fallende Gewicht. Man kann sich darauf mit Hilfe der Kugeldose von der Richtigkeit der Theorie überzeugen. Soll die Theorie mit der Wirklichkeit übereinstimmen, so darf natürlich keine Knickgefahr vorliegen.

Wenn das Gewicht des fallenden Körpers K ist, so nehmen wir an, daß die Kraft, die durch den Stoß entsteht, der ruhenden Last mit der Größe P gleich ist.

Wenn die Fallhöhe des Körpers h cm (s. Abb. 4) die Höhe des Prismas H cm, das Gewicht des Prismas Q kg, die Größe des Querschnitts F cm² und der Elastizitätsmodul E kg/cm² ist, kann man theoretisch unter gewissen Voraussetzungen beweisen, daß

$$P = K + \sqrt{K^2 + \frac{1 + \frac{1}{3} \cdot \frac{Q}{K}}{\left(1 + \frac{1}{2} \cdot \frac{Q}{K}\right)^2} \cdot \frac{2 E F K h}{H}}$$

Wird h = o, so wird P = 2 K (entspricht einer plötzlich wirkenden Kraft).

Nähert sich die Größe h nicht der Größe o, so wird die letzte Größe unter der Wurzel so groß, daß die übrigen Zahlen wegfallen können, so wird also

$$P = \sqrt{\frac{1 + \frac{1}{3} \cdot \frac{Q}{K}}{\left(1 + \frac{1}{2} \cdot \frac{Q}{K}\right)^2} \cdot \frac{2 E F K h}{H}}$$

Folgende Kontrollversuche wurden mit Hilfe der Kugeldose vorgenommen mit den Größen K = 1 kg; Q = 3 kg; E = 100000 kg/cm²; F = 56 cm²; H = 90 cm und h = 50 cm:

$$P = \sqrt{\frac{1 + \frac{1}{3} \cdot 3}{\left(1 + \frac{1}{2} \cdot 3\right)^2} \cdot \frac{2 \cdot 100000 \cdot 56 \cdot 50}{90}} \cong 1410.$$

Eine unter dem Prisma angebrachte Kugeldose mit einem Kugelradius R = 4,0 cm ergab einen Berührungsdurchmesser von 0,310 cm, das entspricht einer Kraft von

$$P = \left(\frac{0{,}310}{2{,}22}\right)^3 \cdot \frac{2050000}{4} \cong 1400$$

Diese Größe stimmt, wie man sieht, fast mit der errechneten Größe von 1490 kg überein. Die Kraft, die durch den Fall auf das Prisma einwirkt, wird also $\frac{1400}{56} = 25$ kg/cm²

Handelt es sich um die Wirkung eines fallenden Gewichtes auf einen frei aufgelegten Balken, so wird die Frage komplizierter (siehe Abb. 5). Bringt man eine Kugeldose an dem

Punkt an, an welchem der Stoß den Balken trifft, so erhält man zwar einen Begriff der Größe des Stoßes an diesem Punkt, jedoch muß man für die Momentberechnung im Balken die Zeit für die Stoßperioden und die Zeit der Fortpflanzung des Stoßes durch den Balken kennen. Es ist nämlich ziemlich sicher, daß die größte Kraft des Stoßes, die auf die Mitte des Balkens wirkt, nicht mit der größten Wirkung des Stoßes zusammenfällt. Deshalb darf man nicht das Moment errechnen, welches man durch Ausschlag auf der Kugeldose erhält.

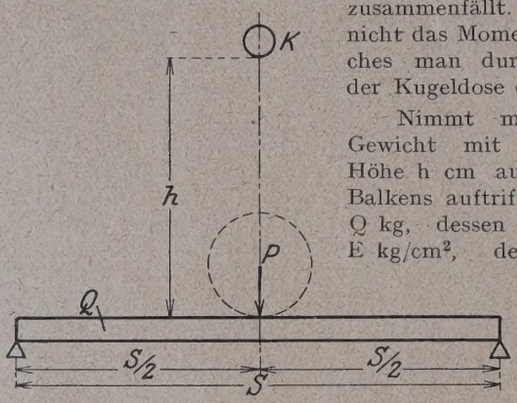


Abb. 6. Stoß gegen Balken.

Nimmt man an, daß ein Gewicht mit K kg von einer Höhe h cm auf die Mitte eines Balkens auftrifft, dessen Gewicht Q kg, dessen Elastizitätsmodul E kg/cm², dessen Spannweite S cm und dessen Trägheitsmoment J cm⁴ sei, so kann man theoretisch die Größe der Kraft P kg errechnen, welche durch Druck die gleiche Biegung des Balkens hervorrufen würde, wie sie durch die Stoßkraft des fallenden Gewichtes bewirkt wird. Man kann nämlich unter gewissen Voraussetzungen beweisen, daß

$$P = K + \sqrt{K^2 + \frac{96\,E\,J\,K\,h}{S^3} \cdot \frac{1 + \frac{1}{2}\cdot\frac{Q}{K}}{\left(1 + \frac{5}{8}\cdot\frac{Q}{K}\right)^2}}.$$

Nähert sich K nicht der Größe o, so wird:

$$P = \sqrt{\frac{96\,E\,J\,K\,h}{S^3} \cdot \frac{1 + \frac{1}{2}\cdot\frac{Q}{K}}{\left(1 + \frac{5}{8}\cdot\frac{Q}{K}\right)^2}}$$

Versuche mit Holz- und Eisenbalken haben ergeben, daß man durch den Stoß fast die gleiche Durchbiegung der Balken erhält, wenn man dieselben mit der ruhenden errechneten Last P belastet, als wenn man die Stoßkraft K von der Höhe h wirken läßt.

Wenn die Geschwindigkeit eines fallenden Körpers sehr groß ist, dürfte die oben angegebene Berechnungsmethode nicht ohne weiteres mit der Wirklichkeit übereinstimmen. Das beruht jedoch darauf, daß der Balken eine von den oben angenommenen Voraussetzungen abweichende Form annimmt, die mehr mit der in Abb. 6 ersichtlichen übereinstimmt, und teilweise darauf, daß durch die große Fallgeschwindigkeit lokale, bleibende Formveränderungen oder Quetschungen an den Punkten hervorgerufen werden, an welchem der Stoß wirkt. Durch solche lokale Quetschungen können Stoßverluste von bedeutender Größe entstehen und diese sind bei der Ableitung obiger Formeln nicht berücksichtigt.

Sämtliche angeführten Formeln wurden unter der Voraussetzung abgeleitet, daß die Stützpunkte der Balken unverrückbar und unveränderlich fest sind. Geben die Stützpunkte nach, so verringert sich die Stoßwirkung in hohem Grade. Mit Hilfe der Kugeldose kann man den Elastizitätsgrad der Unterlagen verschiedener Materialien unmittelbar bestimmen und miteinander vergleichen.

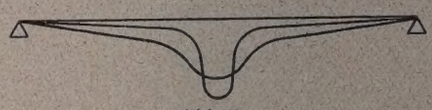


Abb. 7.

Abb. 7 zeigt eine Aufstellung mit Kugeldosen bei einem frei aufliegenden Balken. Kugeldosen sind an den Auflagen und in der Mitte des Balkens angebracht. Das fallende Gewicht hängt an einem Faden, welcher beim Fall abgebrannt wird.

Durch die vorstehende Abhandlung will der Verfasser die Anwendung der Kugeldose nur im Prinzip darlegen, ohne näher auf die verschiedenen Anwendungsmöglichkeiten einzugehen, in der Hoffnung, daß dadurch ein Weg gewiesen wird, wie bei praktischen Versuchen schwer lösbare Fragen geklärt werden können.

Das Chromstahlmaterial muß bei diesen Versuchen mit größter Genauigkeit bearbeitet sein. Der Verfasser hat bei seinen Versuchen Chromstahlteile verwandt, die durch die Nordiska Kullager A. B. in Göteborg angefertigt werden; die übrigen Teile, wie Lagerapparate usw. wurden von der A. B. Alpha, Stockholm, geliefert.

LITERATURSCHAU.

Gesammelt und geordnet von Regierungsbaumeister Dr.-Ing. W. Kunze, Privatdozent, Dresden.

Baustoffkunde.

142. Rostversuche mit kupferhaltigen Eisenblechen. Von Prof. O. Bauer, Berlin-Dahlem. Mitt. aus dem Dahlemer Materialprüfungsamte. Stahl und Eisen 1921, Nr. 2, S. 37—45 und Nr. 3.

143. Gutachten, betr. die Erzeugung und Verwendung von Hochofen- und Eisenportlandzement in Österreich. Bericht des Zementausschusses und Wechselrede hierüber. Zeitschr. des österr. Ing.- und Arch.-Ver. 1920, Heft 52.

144. Kohlensaures Barium als Schutzmittel gegen den Angriff sulfalthaltiger Lösungen auf Zementbeton. Von Privatdozent Studienrat Dr.-Ing. H. Nitzsche, Frankfurt a. M. Zement 1921, Nr. 1.

145. Wechselwirkung von Traß und Zement. Von G. W. Fredl. Tonind.-Ztg. 1921, Nr. 9, S. 65.

146. Säurebeständige Bodenbeläge. Von Rgbmstr. E. Lauser. Tonind.-Ztg. 1921, Nr. 12, S. 87—89. Außerdem siehe Nr. 183, 185.

Statik und Festigkeitslehre.

147. Vereinfachte Berechnung der Schubspannungen in Eisenbetonträgern. Von Prof. Dr.-Ing. Birkenstock. D. B.-Ztg. 1921, Nr. 1, S. 7.

Brückenbau.

a) Allgemeines.

— — — —

b) Hölzerne Brücken.

— — — —

c) Stein- und Betonbrücken.

148. Verstärkung der Gewölbe von Eisenbahnbrücken. Von Dipl.-Ing. Edgar Schmidt, Berlin-Lichterfelde. Verfasser führt im Zentralbl. 1921, Nr. 8, S. 49 bis 50 ein eigenes Verfahren zum angegebenen Zwecke vor.

d) Eisenbetonbrücken.

— — — —

e) Eiserne Brücken.

— — — —

Hochbaukonstruktionen und Zementwaren.

149. Hochhäuser ohne Skelett. Von Karl Bernhard, Berlin, Zentralbl. d. Bauv. 1921, Nr. 7, S. 41—44. Mit 7 Abb. Der Zweck des Aufsatzes ist es, Möglichkeiten zu zeigen, die Bauhöhe gewöhnlicher Mauerwerkshäuser ohne Verwendung von Beton und Eisenbeton durch die gekrümmte Grundrißform so steigerungsfähig zu machen, daß der Zweck der Turmhäuser wenigstens annähernd erreicht wird, ohne die außerordentlich hohen Eisenkosten aufwenden zu müssen.

150. Beton im Wohnungsbau. Von Rgbmstr. Dr. Petry, Obercassel. Zement 1921, Nr. 1, S. 5. (Veröffentl. hat bereits im vorigen Jahrgange begonnen.)

151. Wärmedurchlässigkeit von Wandkonstruktionen. Zuschrift von Dr. H. Nitzsche im Baumarkt 1921, Nr. 5, S. 59—60, anschließend an die in Nr. 2 gegebenen Züricher Zahlenwerte.

152. Lehmrenaissance. Von Arch. Sackur-Berlin. Bauwelt 1921, Nr. 4, S. 42—43.

153. Wolkenkratzer im neuen Deutschland. Von H. Gerves. Tonind.-Ztg. 1921, Nr. 9, S. 63—65.

153 a. Aus der Zementwarenindustrie. Mitteilung verschiedener neuer Ausbildungen im Baumarkt 1921, Nr. 4, S. 45—46.

154. Neuerungen im Gärtnergewerbe. Zement 1921, Nr. 3, S. 31—32.

Gründungsarbeiten usw.

— — — —

Wasserbau.

Gewässerkunde und Wasserwirtschaft, Wasserrecht, Wasserbewegung.

155. Der Brückenstau in einfacher und praktischer Darstellung. Von Geh. Baurat Graevell. Brückenbau 1921, Heft 1. Vgl. Bauing. 1920, S. 607.

156. Wassergesetzgebung in Thüringen. 1. Seite in der „Wasserkraft" 1921, Heft 1, S. 7.

Flußbau, Kanalbau, Seebau, Hafenbau, Schleusenbau.

Siehe Nr. 163 und 169.

Wehre, Talsperren, Wildbachverbauungen, Wasserkraftanlagen, Bewässerungen usw.

157. Über die Notwendigkeit des sofortigen Ausbaues kleinerer und mittlerer Wasserkräfte. Von Direktor Dr.-Ing. Lambertin. Die Wasserkraft 1920 und 1921, Heft 1.

158. Ausnutzung der Wasserkräfte der Salzach. Kurze Mitt. in Die Wasserkraft 1921, Nr. 2. S. 17.

159. Die Ausnützung der Wasserkräfte Steyermarks. Von Ing. Joseph Ornig, Graz. Die Wasserkraft 1921, Heft 2 und 3.

160. Die Arbeiten am Walchenseewerk. 1 Spalte in der Südd. Bau-Ztg. 1921, Nr. 3, S. 11.

161. Der Bau des Murfallwerkes. Von Ing. Otto Judtmann. Z. d. österr. Ing.- und Arch.-Vereins 1921, Nr. 1/2, S. 5—6.

162. Über den Ausbau der Wasserkräfte in Bayern. Von Hofrat Ing. Dr. Philipp Forchheimer. Z. d. österr. Ing.- u. Arch.-Vereins 1921, Heft 1/2, S. 1—3.

163. Pläne für den Ausbau des St.-Lorenz-Stromes für Schiffahrts- und Kraftzwecke. Nach The Universal. Engineer Okt. 1920 in der Rundschau der Z. d. V. d. I. 1921, Nr. 4, S. 99.

164. Die Staumauer für das Kraftwerk Broc. Z. d. V. d. Ing. 1921, Nr. 4 (S. 100) entnimmt der Schweizerischen Bau-Zeitung vom 8. III. 1919 Angaben und 1 Abb. über die Anlage, die in der Ausbildung und Herstellung beachtenswerte Besonderheiten zeigt. (Schwindvorkehrungen und Schalungsersparnis für den Betonkörper.)

165. Die Anwendung von Eisenbetondruckrohren bei Wasserkraftanlagen. Von Ing. Leo Nagel. Z. d. österr. Ing. und Arch.-Vereins 1921, Nr. 1/2, S. 9—11.

166. Elektrische Großunternehmungen in Frankreich. Z. d. V. d. Ing. 1921, Nr. 5, S. 126—7. Rundschau.

167. Meliorationspläne in Argentinien. Z. d. V. d. Ing. 1921, Nr. 4, S. 92. 1 Spalte nach The Engineer vom 31. XII. 20.

168. Vom Bau des Mittellandkanals. 3½ mit 10 Abb. Von Oberbaurat Zander, Hannover.

169. Die Hochseefischereidampfer in Beziehung zu ihren Hafenanlagen. Von Geh. Baurat Graevell, Breslau, Verkehrstechnik 1921, Nr. 2, S. 17—22.

Erdbau, Tunnelbau und Bergbau.

— — — —

Straßenbau.

170. Bettung von Asphaltpflaster auf Betonsteinen. Zement 1921, Nr. 3, S. 32.

Eisenbahnbau und -betrieb.

171. Die verschiedenen Schienenschweißungen und ihre Verwendungsgebiete. Von Regbmstr. Wattmann, Berlin. Mit 4 Abb. Verkehrstechnik 1921, Nr. 3, S. 32—35.

172. Zur Frage einer einheitlichen Eisenbahnbremse. Von Ing. C. Wetzel, Zürich. Schweizerische B.-Ztg. vom 15. I. 1921, S. 29—33.

173. Zweiachsiger Selbstentladewagen, Bauart Ziehl. Mitgeteilt von den Linke-Hofmann-Werken, Breslau. Tiefbau 1921, Nr. 7, S. 29—30 mit 4 Abb.

174. Normung der Straßenbahnwagen in Amerika. 4 Seiten in der Zeitschrift für Kleinbahnen 1920, Heft 12.

175. Die Zugheizung auf elektrischen Vollbahnen. Von Regbmstr. H. Nordmann, Cassel. Verkehrstechnik 1921, Nr. 3, S. 29—31.

176. Die griechischen Eisenbahnen. 1 Seite in der Ztg. d. Ver. d. Eisenb.-Verwalt. 1921, Nr. 2.

177. Belgiens elektrische Schnellbahnen. 2½ Seiten in der Zeitschrift für Kleinbahnen 1920, Nr. 11.

178. Der Einfluß des Weltkrieges auf die Wirtschaftslage der schweizerischen Straßen- und Bergbahnen. Von Dr.-Ing. Hans Weber, Zürich. Zeitschrift für Kleinbahnen 1920, Heft 12.

Siehe außerdem Nr. 190.

Eisenbetonbau.

Eisenbetonbrücken siehe unter Brückenbau.

179. Der Hochbehälter III der Wasserversorgung Nürnbergs. Von Obering. A. Aigner, Nürnberg. D. B.-Ztg. 1921, Mitt. f. Zem. und Beton Nr. 1, S. 1—3, und Nr. 2, Besprechung der gesamten Anlage.

180. Endstation einer Kettenbahn in Eisenbeton. Wenige Zeilen Text mit 1 Abb. eines Eisenbetonbauwerkes zur Aufnahme der Kettenrolle. Zement 1921, Nr. 1, S. 4.

181. Grünfuttertürme aus Mauerwerk und Beton. Von K. Matthies. Tonind.-Ztg. 1921, Nr. 5 mit 2 Abb. von amerikanischen Türmen.

182. Eisenbetonschiff R. P. Durham für Ölbeförderung. 1 Seite mit 6 Abb. in der Rundschau d. Z. d. V. d. Ing. 1921, Nr. 5, S. 124—25 nach Eng. News Rec. vom 26. 8. 1920. Der Querschnitt ist ein liegendes Oval mit ringförmigen Spanten. Die Mitteilungen über Herstellung und Bauart erscheinen außerordentlich beachtenswert.

183. Eisen im Beton mit schlackenhaltigem Bindemittel. Besprechung des Heftes 47 des D. A. f. E. in der D. B.-Ztg. 1921, Zementbeilage Nr. 1, S. 3 (durch Fritz Eiselen). Im Bauingenieur erscheint demnächst ebenfalls eine ausführliche Besprechung des Heftes 47.

Holzbau.

184. Hölzerne Druckrohrleitungen. Von Dr.-Ing. A. Ludin, Regierungsbaumeister in Karlsruhe. Z. d. österr. Ing.- und Arch.-Ver. 1921, Nr. 1/2, S. 12—13.

185. Verwendung von salzgetränktem Holz. Zuschrift von Dr.-Ing. F. Moll, Berlin. D. B.-Ztg. Holzbeilage 1921, Nr. 2, S. 8 (Vermischtes).

Eisenbau.

Eisenbrücken siehe unter Brückenbau.

186. Die Wiederherstellung der zerstörten Straßenbrücken über den Olt bei Slatina und über den Oltecul bei Balsu in Rumänien. Zentralbl. d. Bauv. 1921, Nr. 7, S. 44—47.

Städtebau und städtischer Tiefbau.

187. Die Münchener Abwässer, ihre Beseitigung, Verwertung, landwirtschaftliche und volkswirtschaftliche Bedeutung. Von Dipl.-Ing. H. Keppner, Obering. u. Vorstd. der Abwasser-Abt. des „Staatl. Ausbaues der mittleren Isar". Die Wasserkraft 1921, Heft 1.

188. Rieselfeldanlagen. 1 Spalte in der Wasserkraft 1921, Nr. 2.

189. Abwasserdüker mit Wasserstrahlejektoren in der Luftkammer. Bericht von Dr.-Ing. und Dr. rer. pol. Karl Haller, Langenau-Ulm. Tiefbau 1921, Nr. 3, mit 3 Abb.

Kunst im Ingenieurwesen. Wirtschaftliches. Personalnachrichten. Vereinsnachrichten. Standesvertretung. Sonstiges.

190. Ausbau oder Wiederabbau des Reichseisenbahnsystems. Von Staatsminister a. D. Wirkl. Geh. Rat W. Hoff. 6 Seiten in der Ztg. des Vereins deutscher Eisenbahnenverwaltungen 1921, Nr. 3.

191. Die geistigen Bewegungen in der deutschen Arbeiterschaft. Von Geh. Reg.-Rat Prof. Dr. Schumacher in Berlin. Stahl und Eisen 1921, Nr 1 und 2. Vortrag auf der Hauptversammlung des Vereins deutscher Eisenhüttenleute am 7. XI. in Düsseldorf.

KURZE TECHNISCHE BERICHTE USW.

Die neuzeitliche Herstellung und Verwendung von Holzröhren.

Von Ing. Wiig, Berlin-Wilmersdorf.
i. F. Ingeniörbüro Havestadt & Contag.

Die große Ausdehnung, die das neuzeitlich hergestellte Holzrohr in Amerika gefunden hat, dürfte in Europa verhältnismäßig wenig bekannt sein und doch handelt es sich bei der Herstellung von Holzröhren drüben schon um eine Großindustrie; dementsprechend ist das Verwendungsgebiet des Holzrohres in den letzten Jahren dort ungemein gewachsen. Während der Anfang der Holzröhrenindustrie vor rund 40 Jahren mit 2 kleinen Fabriken gemacht wurde, bestehen zurzeit in den Staaten 10, und in Kanada 2 größere Fabriken, die sich z. T. zu Verkaufsvereinigungen zusammengeschlossen haben.

Im Jahre 1918 dürfte die Gesamtproduktion schon rund 6400 km Rohr betragen haben.

Es ist ja kein Zufall, daß diese neue Industrie zuerst und so kräftig gerade in Amerika eingesetzt hat. In den verhältnismäßig dünn bevölkerten, aber holzreichen Weststaaten — mit dem damals noch unentwickelten Kommunikationsmitteln und den größeren Transportweiten wurde das eiserne und das Steinzeugrohr übermäßig teuer, während andererseits die Nachfrage nach Röhren für Wasserleitungen, für Be- und Entwässerungsanlagen — für industrielle Anlagen — Druckröhren — für Gruben usw. ständig anwuchs. Es lag deshalb nahe, auch das billige Holz zu verwenden — um so mehr, weil das primitive Holzrohr aus ausgehöhlten Baumstämmen ja schon von alters her bekannt war. Aber erst seit etwa 1880, als die Rohr

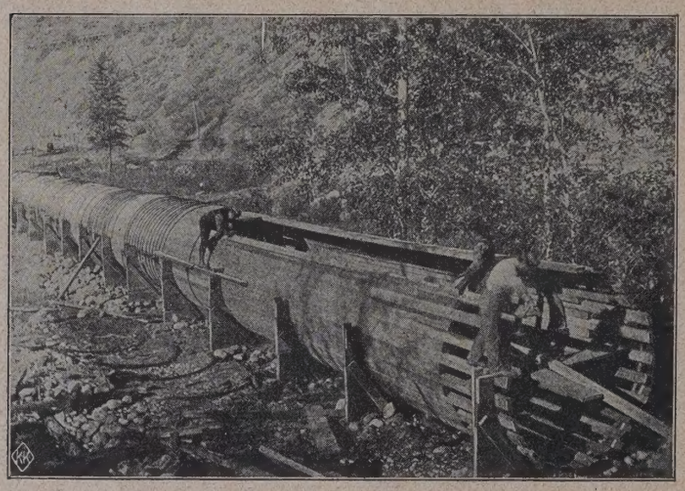


Abb. 1. Bau eines Holzrohres an der Verwendungsstelle.

konstruktion aus Holzstäben (Stavepenstocks) industriell aufgenommen wurde, nahm die Entwicklung der Holzrohrindustrie einen raschen Aufschwung.

Die alten Holzröhren hatten, bis sie um 1810 herum von dem gußeisernen Rohr verdrängt wurden, eine überaus wichtige Aufgabe, insbesondere bei der Wasserversorgung der Städte, erfüllt. Im Jahre 1619 wurde London mit einem Holzrohrnetz für die Wasserversorgung versehen. Um 1700 herum sollen noch rund 700 km Holzrohr dort vorhanden gewesen sein, und bis vor 15 Jahren ist ein Teil dieses alten Holzrohrsystems noch im Betriebe gewesen. In Paris wurden 1780 Holzrohre verlegt. In Boston wurden die Hauptverteilungsrohre 1652 verlegt und erst 1796 durch andere Holzrohre ersetzt. Newyork benutzte Holzrohre bis 1842, und in Philadelphia wurde das erste kommunale Wasserwerk mit Holzröhren 1799 gebaut. Es darf als bemerkenswert für die Güte der Röhren angeführt werden, daß sie nach 20 Jahren, anläßlich einer Erweiterung, ausgegraben und an die Stadt Burlington zur Ergänzung des dortigen Netzes verkauft und nochmals verlegt wurden.

Diese ausgebohrten alten Röhren konnten nur in kleineren Abmessungen hergestellt werden. Der gewöhnliche innere Durchmesser betrug 8—10 cm, höchstens 15 cm. Für größere Wassermengen reichte dies nicht aus und es mußten, wie z. B. in London, bis 10 gleichlaufende Leitungen gebaut werden. Dieser Nachteil machte es dem gußeisernen Rohr leicht, das hölzerne zu verdrängen, um so mehr, weil die hölzernen Rohre nur für einen inneren Druck von 16—18 m benutzt werden konnten.

Diese schwerwiegenden Nachteile des alten ausgebohrten Rohres sind durch die Stabkonstruktion des neuzeitlichen Holzrohres vollständig überwunden. Nunmehr werden die Rohre nicht aus einem einzigen Holzstamme ausgebohrt, sondern aus einzelnen Stäben zusammengesetzt (Abb. 1), die alle gleich breit sind und die durch eiserne Ringe oder spiralförmige Drahtwicklungen an der Rohraußenseite derart zusammengehalten werden, daß der innere Druck von dieser Eisenbewehrung aufgenommen wird, so daß die Stärke der Stäbe eine sekundäre Rolle spielt, da diese nur die Druckverteilung zwischen den Eisenringen aufzunehmen und sonst nur dicht zu halten haben.

Die Widerstandsfähigkeit des Rohres gegen Druck ist also lediglich von den Abmessungen und der Anzahl der Bewehrungsringe abhängig. Bei größeren Drücken ist der Ringabstand kleiner, bei geringen Drücken größer und Abmessung und Abstand der einzelnen Ringe können genau der Druckhöhe entsprechend gewählt werden. In der Praxis rechnet man damit, daß man Rohre bis 26 cm inneren Durchmesser für 15 at Druck herstellen kann, während man bei 3,0 m und noch größerem Durchmesser ungern über 9—10 at hinausgeht. Aber innerhalb dieser Grenzen fällt auch der allergrößte Prozentsatz der in der Praxis vorkommenden Beanspruchungen gewöhnlicher Rohre.

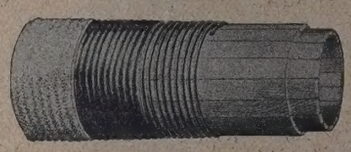


Abb. 2. Das Fabrikrohr im Bau.

Was nun die gewerbsmäßige Herstellung der Holzrohre anbetrifft, unterscheidet man 1. Fabrikrohre und 2. kontinuierliche Rohre.

1. Das Fabrikrohr wird genau wie das eiserne, das Steinzeug- oder das Zementrohr in fixen Längen mit Muffe und Schwanzende geliefert. Die einzelnen Stäbe sind an den Längseiten mit Nut und Feder versehen, die galvanisierte Eisenbewickelung ist spiralförmig und wird maschinenmäßig hergestellt.

Die Spannung in der Eisenbewickelung kann von der Maschine so bemessen werden, daß die Holzstäbe, nachdem sie aufgequollen sind, dicht halten. Dabei ist zu bemerken, daß die Holzstäbe vor der Verwendung in besonders konstruierten Öfen derart getrocknet werden, daß sie, wenn sie in Betrieb genommen werden, um das gewünschte Maß aufquellen.

Das fertiggewickelte Rohr wird von einer anderen Maschine mit Muffe und Schwanzende versehen, indem an einem Ende das Rohr außen, an dem andern Ende innen abgedreht wird, so daß das Schwanzende des einen Rohres genau in die Muffe des anderen hineingeschoben werden kann und inwendig eine glatte Wandung entsteht.

Solche Muffenverbindungen werden aber nur für Rohre bis 30 cm Durchmesser und bei geringerem Betriebsdruck gebraucht. Für größere Abmessungen und höheren Betriebsdruck werden, entsprechend den Überschiebern bei gußeisernen Röhren, hölzerne Überschieber, d. h. ebenfalls mit Draht umwickelte Rohrstücke gebraucht, so daß in diesem Falle das Fabrikrohr mit zwei Schwanzenden versehen wird.

Wenn die Rohrenden entsprechend bearbeitet sind, wird das ganze Rohr außen mit einer Schicht Asphaltteer bestrichen und sodann, damit es nicht klebrig wird, in Sägemehl gerollt.

Aus den Abb. 2—3 sind verschiedene Herstellungsphasen des Fabrikrohres ersichtlich.

Das Stabmaterial des Rohres muß selbstverständlich ausgesuchtes Holz sein. Verwendung findet Fichten- und Kiefernholz, außerdem verschiedene amerikanische Holzsorten.

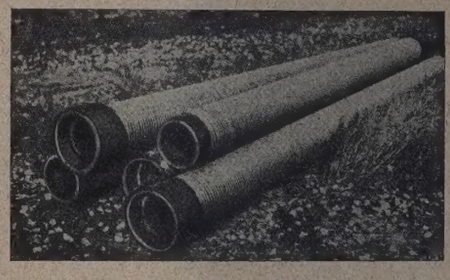


Abb. 3. Das fertige Fabrikrohr

Bei der Verlegung des Rohres ist bemerkenswert, daß irgendein Dichtungsmaterial nicht gebraucht wird. Die Schwanzenden der Rohre werden einfach in die Muffen hineingeschlagen und bei der Inbetriebnahme sorgt die Feuchtigkeit und das Aufquellen des Holzes für die nötige Dichtigkeit.

Ganz schlanke Kurven können wie bei gußeisernen Röhren durch Schiefstellung der Rohrenden in den Muffen hergestellt werden, bei scharfen Kurven können gewöhnliche gußeiserne Formstücke oder auch auf dem amerikanischen Markt befindliche Formstücke, die besonders für Holzrohre gemacht sind, und die mit etwas längeren Muffen als die gewöhnlichen Formstücke für gußeiserne Rohre versehen sind, benutzt werden. Auch bei den Formstücken führt das Aufquellen des Holzes die erforderliche Dichtigkeit herbei, so daß Dichtungsmaterial entbehrlich wird.

Für Abzweigungen, Stichleitungen, Schieber usw. werden ebenfalls gußeiserne Formstücke benutzt, doch ist zu bemerken, daß bei geringerem inneren Druck auch besondere Holzformstücke zur Verfügung stehen.

Das Fabrikrohr wird mit innerem Durchmesser von 5—60 cm in Längen von 0,90 bis 6,0 m geliefert.

2. Das kontinuierliche Rohr. Während das im Vorhergehenden beschriebene Fabrikrohr mehr oder weniger dem gußeisernen Rohr nachgebildet ist, stellt das kontinuierliche Rohr insoweit eine vollständige Neuerung dar, als das Rohr **an Ort und Stelle** aus den einzelnen Stäben zusammengebaut wird, so daß die Schußverbindung fortfällt.

Die Stäbe werden in der Fabrik hergestellt, nach der Baustelle transportiert, hier um bewegliche Lehrbögen aufgebaut und mit den den inneren Druck aufnehmenden Bewehrungsringen versehen. Die Stirnenden der einzelnen Stäbe werden gegeneinander versetzt, so daß kein konzentrischer Stoß entsteht. Um den Stoß der Stabenden abzudichten, werden 3 mm dicke eiserne Zungen von der Breite des Stabes in entsprechende Sägeeinschnitte hingepreßt. Nach Fertigstellung werden die Rohre, soweit sie über der Erde liegen, mit einem Teeranstrich versehen.

Undichtigkeiten, die sich beim ersten Anfüllen zeigen, verlieren sich, wenn das Holz aufquillt. Wenn nicht, können sie durch Nachziehen der Bewehrungseisen beseitigt oder auch mit Werg abgedichtet werden.

Es folgt aus der Bauart des Rohres, daß es sich ohne weiteres den Kurven der Trasse anpaßt. Es kann, genau wie das Fabrikrohr, an eiserne Rohre angeschlossen werden. Da es in Weiten von 60 cm bis 5,5 m Durchmesser für bis zu 12 at Druck gebaut wird, liegt es auf der Hand, daß das kontinuierliche Rohr sich ganz besonders für Hochdruckleitungen eignet — und dann besonders für diejenigen Teile der Rohrleitungen, die höher liegen — auch deshalb, weil der Transport und die Montage dieser Rohre gegenüber flußeisernen Leitungen die größten Vorteile bieten. In Amerika wird das kontinuierliche Holzrohr bei den größten Hochdruckanlagen mit Vorliebe verwendet und kilometerlange Rohrleitungen von 3—4 m Durchmesser sind dort im Betrieb (Abb. 4 u. 5). Auch in Skandinavien sind in den letzten Jahren solche kontinuierliche Holzrohrleitungen von dortigen Rohrfabriken hergestellt und mit gutem Erfolge verwendet worden. Für die Ausnützung der Hochdruckwasserkräfte Mitteleuropas dürfte das kontinuierliche Holzrohr demnächst eine große Rolle spielen, weil es dazu beitragen wird, die Anlagekosten bedeutend herabzusetzen.

Um die Bedeutung des neuzeitlichen Holzrohres voll würdigen zu können, ist es nötig, auf die Eigenschaften eines Holzrohres im Vergleich mit denjenigen des Eisenrohres einzugehen, weil das Holzrohr in Europa noch mit vielen Vorurteilen aufzuräumen haben wird.

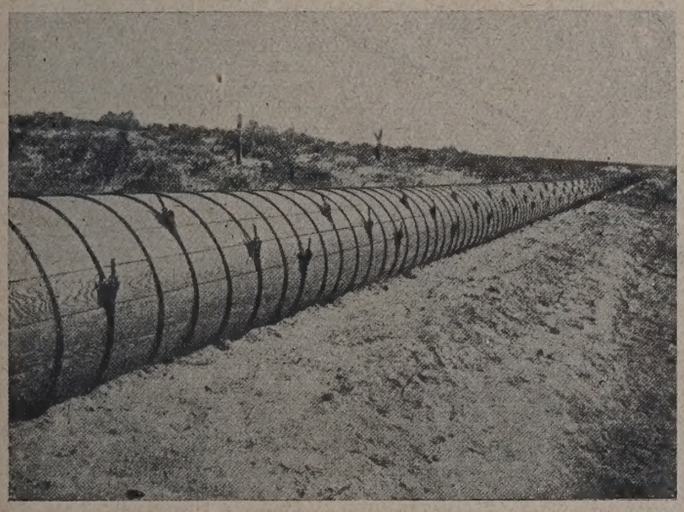


Abb. 4. Oberirdisches Bewässerungsrohr.

Zunächst die Dauerhaftigkeit des Rohres. Daß Holz, dessen Poren dauernd mit Wasser gefüllt ist, nicht fault, ist eine längst bekannte Tatsache; und gerade bei einem richtig gebauten Holzrohr soll diese Bedingung erfüllt sein, indem die Stärke und die Dichte des Holzstabes von dem Gesichtspunkte gewählt wird, daß die innere Flüssigkeit bei dem herrschenden Druck die Poren des Holzstabes vollständig ausfüllt. Für Rohre, die nur zeitweise und nur teilweise mit Wasser gefüllt sind, eignet sich daher das Holzrohr weniger.

Es soll hier nicht auf die zahllosen Beispiele hingewiesen werden daß Holz und alte Holzrohre sich Hunderte von Jahren frisch gehalten haben, sondern nur darauf aufmerksam gemacht werden, daß die Erfahrungen mit Holzstabröhren, die seit rd. 35 Jahren in Amerika gemacht sind, dazu geführt haben, daß die Fabriken volle Garantie für die Dauerhaftigkeit übernehmen. Das Klima spielt dabei natürlich eine große Rolle. Weiter kann man sagen, daß Rohre über der Erde sich länger halten, wie eingegrabene Rohre, ganz besonders, wenn diese nicht im reinen Sand oder Tonboden liegen. Für Rohre mit einem gleichmäßigen inneren Druck nimmt man vielfach eine Lebensdauer von 40—80 Jahren an, wenn sie über der Erde liegen; und 30—60 Jahre für eingegrabene Rohre. Die Dauerhaftigkeit der Rohre im Verhältnis zu eisernen Rohren muß übrigens selbstverständlich unter Berücksichtigung des Preises beurteilt werden. (s. später).

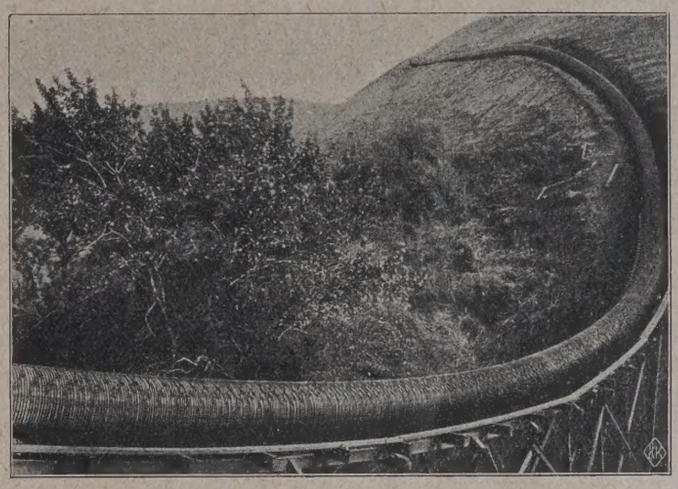


Abb. 5. Hochdruckrohr für Wasserkraftanlage.

Die **Verlegung** des Holzrohres ist bedeutend einfacher und billiger wie diejenige eines eisernen Rohres. Das fertig gestellte Fabrikrohr ist um 40 vH. bis 60 vH leichter wie das gußeiserne Rohr, dementsprechend sind die Transport- und Anfuhrkosten billiger und das Hineinbringen des Rohres in die Baugrube geschieht ohne Zuhilfenahme von Böcken und Flaschenzügen. Der Bruchverlust beim Transport fällt fort. Daß auch das Dichtungsmaterial entbehrlich ist, ist schon erwähnt; dementsprechend fällt auch der vergrößerte Arbeitsraum um die Muffen fort.

Da die Holzrohre wenig empfindlich gegen Frost sind, brauchen sie manchmal auch nicht so tief verlegt zu werden, wie die eisernen Rohre, was beim hohen Grundwasserstand von Bedeutung ist.

Bei dem kontinuierlichen, an Ort und Stelle erbauten Rohr sind die Vorteile der Verlegung noch größer. Im unwegsamen gebirgigen Gelände weit ab von den großen Verkehrsstraßen bildet der Herantransport und das Hinaufbringen der schweren eisernen Röhren meistens eine Aufgabe für sich, die viel Zeit und große Kosten verursacht. Bei dem Holzrohr werden die einzelnen Stäbe und die Bewehrungsringe für sich als kleine, wenig Raum beanspruchende Lasten — gegebenenfalls auf dem Pferderücken — herangeschafft und bei dem Aufbau des Rohres fallen die für eine eiserne Rohrleitung erforderlichen Hilfsmaschinen und Werkzeuge fort.

Wo die Rohre über Schluchten und Wasserläufe hinweg führen, fallen die Unterbauten für das leichte Holzrohr billiger aus als für das Eisenrohr, wozu kommt, daß das Holzrohr an und für sich eine größere Steifigkeit besitzt, sich allen Unebenheiten des Geländes leichter anschließt, gegen Vakuumbildung widerstandsfähiger ist und wegen seiner geringen Wärmeausdehnung Expansionsverbindungen überflüssig macht. Alle diese Eigenschaften macht das kontinuierliche Holzrohr für die Rohrstraße einer Wasserkraftanlage besonders wertvoll, worauf schon früher hingewiesen ist.

Die Frostgefahr spielt bei dem Holzrohr nicht dieselbe Rolle wie beim Eisenrohr, da das Holz ein schlechter Wärmeleiter ist.

Es wird behauptet, daß eingegrabene Rohre über 15 cm ⌀ und oberirdische Rohre über 30 cm selbst bei strengem Frost nicht frieren, und daß sie beim Frost nicht beschädigt werden, weil die innere Expansion durch die Elastizität des Holzes aufgenommen wird.

Die Temperatur des Leitungswassers ist in einem Holzrohr gleichmäßiger und im Sommer schützt die Verdampfung des Schwitzwassers gegen eine allzu starke Erwärmung der Leitung.

Die innere Rostgefahr fällt bei dem Holzrohr vollständig fort. Was die Eisenbewehrung anbetrifft, so ist diese ja zunächst galvanisiert und danach gestrichen, und die Erfahrung hat gelehrt, daß sie ebenso lange wie das Holz selbst dauert, vorausgesetzt, daß das Leitungswasser nicht dem Eisen besonders gefährliche Lösungen enthält. Gegen Elektrolyse ist das Holzrohr unempfindlich.

Verkrustungen im Innern des Rohres, denen die Eisenrohre häufig ausgesetzt sind und die zu einer Verengung des Querschnittes und Verminderung der Leistungsfähigkeit führen, treten beim Holzrohr nicht auf. Es fallen deshalb die sonst erforderlichen Reinigungsarbeiten fort. Besonders für Salz- und Kalileitungen dürfte deshalb das neuzeitliche Holzrohr sehr geeignet sein.

Die **Leistungsfähigkeit** eines Holzrohres ist größer, weil der Reibungskoeffizient kleiner ist und das fließende Wasser die Holzfläche glättet. Von dem amerikanischen „Department of Agriculture" sind umfassende wissenschaftliche Versuche über das Verhalten der Holzrohre beim Durchfluß des Wassers gemacht worden und es hat sich gezeigt, daß die Leistungsfähigkeit eines Holzrohres durchschnittlich 15—20 vH höher ist, wie diejenige eines Eisenrohres. Daß dies für die Wirtschaftlichkeit des Holzrohres von großer Bedeutung ist, braucht nicht besonders hervorgehoben zu werden.

Die Unterhaltung einer oberirdischen Holzrohrleitung ist verhältnismäßig einfach. Undichtigkeiten können von dem Aufsichtsbeamten durch Nachziehen der Bewehrungsringe oder Abdichten der Fugen beseitigt werden, und wenn Leitungsteile fortgerissen oder beschädigt werden, kann sofort eine Kolonne mit den nötigen Stäben und Bewehrungsringen zur Wiederherstellung nach der Unfallstelle geschickt werden. Der wohl selbst bei sachgemäß verlegten Röhren unvermeidliche Wasserverlust durch Undichtigkeit und das Schwitzen der Rohre kann durch eine sorgfältige Überwachung sehr herabgemindert werden.

Die Kosten einer Holzrohrleitung sind bedeutend geringer als diejenigen einer Eisenrohrleitung. Die Amerikaner rechnen nach Vorkriegspreisen mit einem Unterschied von 35 vH bis 75 vH. Er ist größer bei großen Rohren mit geringem Druck als bei kleineren Röhren und hohem Druck.

Es braucht wohl nicht gesagt zu werden, daß die Preisentwickelung nach dem Kriege sich weiter zugunsten des Holzrohres verschoben hat. Zu den billigen Anschaffungskosten kommt noch der Vorteil der billigen Verlegung hinzu, worauf schon hingewiesen ist.

Im Vorstehenden ist das neuzeitliche Holzrohr beschrieben, auf seine vielen Vorzüge aufmerksam gemacht und darauf, daß das Rohr sich seit 35 Jahren in Amerika großer Beliebtheit erfreut und immerfort sein Verwendungsgebiet ausdehnt. Daß es nicht schon vor dem Kriege auch in Europa eingeführt wurde, liegt wohl hauptsächlich daran, daß die niedrigen Eisenpreise und die guten Transportverhältnisse seinen Wettbewerb mit dem eisernen Rohr erschwerten. Die Preisverhältnisse haben sich aber jetzt geändert, die Eisenpreise, die z. T. von teuren ausländischen Rohstoffen abhängig sind, werden nicht wieder auf die alten Vorkriegspreise herunterkommen und die Rohrverlegungsarbeiten sind durch die hohen Löhne ins Ungeheuere gewachsen. Um so mehr Veranlassung sollte man haben, der Verwendung des Holzrohres näher zu treten, so daß baldmöglichst auch in Deutschland dieser neue Industriezweig — aufgebaut auf deutschem Holz — heimisch würde. Gewiß ist das Holzrohr nicht dazu da, in allen Fällen das Eisenrohr zu ersetzen, aber seine Verwendungsmöglichkeit und seine Wirtschaftlichkeit ist so groß, daß es sich wohl lohnen dürfte, hier tatkräftig vorzugehen und der deutschen Industrie ein neues Betätigungsfeld aufzuschließen.

Bestrebungen zur Vereinheitlichung im amerikanischen Baugewerbe.

Mitgeteilt von Geh. Regierungsrat Wernekke.

Zwischen deutscher und amerikanischer Technik besteht insofern ein grundlegender Unterschied, als in Deutschland im allgemeinen für jede Ausführung ein besonderer Entwurf aufgestellt wird, der den Bedürfnissen des einzelnen Falles angepaßt ist, während man in Amerika die Reihenherstellung bevorzugt, der Verbraucher sich also aus den vorhandenen Formen die für ihn am besten passende auswählen muß. Infolge der Herstellung vieler Gegenstände in Reihen — Serienfabrikation — haben sich in Amerika auf vielen Gebieten der Technik bereits seit geraumer Zeit Regelformen entwickelt. Neuerdings erst hat sich in Deutschland die Erkenntnis vom wirtschaftlichen Wert der Reihenherstellung Anerkennung verschafft, und im Zusammenhang damit stehen die Bestrebungen zur Auffindung von Regel- und Einheitsformen, die unter den Schlagworten Normalisierung und Typisierung weite Kreise der deutschen Technik geradezu beherrschen. Wenn auch in manchen Beziehungen die deutsche Technik der amerikanischen auf diesem Gebiet weit voraus ist — es sei als Beispiel nur an die einheitliche Ziegelform, an die einheitlichen Träger und Formeisen, an die Einheitlichkeit auf dem Gebiete der Elektrotechnik erinnert, — so ist es doch gerade unter den heutigen Umständen von Wert, zu erfahren, wie man über diese Fragen in den Vereinigten Staaten denkt, und es sei deshalb nachstehend der wesentliche Inhalt eines Vortrags wiedergegeben, den E. T. Trigg, der Vorsitzende des die ganzen Vereinigten Staaten umfassenden Verbandes des Baugewerbes im Ingenieurklub von Philadelphia über diesen Gegenstand gehalten hat. Er behandelte dabei neben technischen Fragen auch solche wirtschaftlicher Art, die bei uns zurzeit in diesem Zusammenhang kaum genannt werden, zum Teil aus dem Grunde, weil in dieser Beziehung schon weitgehende Einheitlichkeit herrscht.

Der Vortragende führt die beherrschende Stellung, die die Erzeugnisse amerikanischer Technik in der Welt einnehmen, auf die seit 50 Jahren im Gang befindlichen Bestrebungen zur Herbeiführung einer Einheitlichkeit in technischer und wirtschaftlicher Beziehung zurück. Dadurch und durch die infolgedessen ermöglichte Reihenherstellung werden bekanntlich die Herstellungskosten sehr erheblich herabgedrückt. Kaum eine amerikanische Kraftwagenfabrik fertige z. B. mehr als zwei Wagenbauarten an; hierdurch werden die allgemeinen Unkosten auf eine weit größere Zahl von Wagen verteilt, als wenn in einer Fabrik eine größere Mannigfaltigkeit von Bauarten erzeugt wird. Die Baustoffe und sonstigen beim Bau verbrauchten Gegenstände sind in bezug auf die Vereinheitlichung noch etwas zurückgeblieben, doch ist in den letzten zehn Jahren viel von dem früher Versäumten nachgeholt worden. Dadurch ist die Bautätigkeit sehr beschleunigt worden. Vor zehn Jahren dauerte es z. B. noch etwa acht Tage, ehe ein Badezimmer eingerichtet war; heute kann diese Arbeit in der halben Zeit ausgeführt werden. Das Eisengerippe eines New Yorker Gebäudes von 22 Stockwerken und 30 m Länge an der Straße, das sich auf die ganze Tiefe eines Blocks erstreckt, ist in 11 Tagen aufgebaut worden, und in 22 weiteren Tagen waren seine Gefache mit Ziegeln ausgefüllt. Vor einigen Jahren hatte jede Fabrik, die Teile mit Schraubverbindungen anfertigt, ihr eigenes Gewinde; sie begründete diesen Standpunkt damit, daß jeder Verbraucher, der einmal ihre Erzeugnisse gekauft habe, nun zu ihren dauernden Kunden gehören müsse, weil er nur von ihr passende Ersatzteile beziehen könne. Jetzt dagegen ist z. B. für alle Gasanlagen einheitliches Gewinde in den ganzen Vereinigten Staaten eingeführt, und es wird sogar erstrebt, auf dem Internationalen Schraubgewindekongreß, der im November in Paris abgehalten werden soll, das amerikanische Briggsgewinde zu der allgemeinen Regelform zu machen. Schlechte Erfahrungen mit zu dünnen Schieferplatten haben zur Festsetzung einer einheitlichen Plattenstärke für Dachschiefer geführt, und die dafür angenommene Stärke von 5 mm hat sich so gut bewährt, daß sie allgemein eingeführt worden ist.

Die Vereinigungen technischer Berufskreise haben vieles in bezug auf die Vereinheitlichung in der Bauindustrie erreicht. Ihre Erfolge erstrecken sich nicht nur auf die Festsetzung einheitlicher Formen für Bauteile, sondern auch auf die Schaffung einheitlicher Bedingungen, denen Baustoffe, wie Eisen und andere Metalle, Legierungen, Zement, Kalk, Gips, Tonerzeugnisse, Farben, Lacke usw. entsprechen müssen. Auch auf dem Gebiete des Feuerschutzes und für sonstige Gebiete der Unfallverhütung sind einheitliche Regeln entwickelt worden. Endlich sind für das Abrechnungswesen einheitliche Vorschriften aufgestellt worden. Hierdurch sind Grundlagen für die Weiterentwicklung der Vereinheitlichung geschaffen worden, die einen günstigen Fortgang auf dem einmal betretenen Wege erwarten lassen.

Den Begriff Baugewerbe will der Vortragende im umfassendsten Sinne verstanden wissen; er soll sich also auf den Hochbau aller Art, auf Straßen-, Brücken-, Eisenbahn-, Tunnelbau, auf den Bau von Be- und Entwässerungsanlagen, auf Bagger-, Abbruchs- und Umbauarbeiten erstrecken; ferner soll auch die Herstellung und Verteilung von Baustoffen, von Maschinen und Geräten, die beim Bau gebraucht werden, inbegriffen sein. Infolgedessen sind an den Bestrebungen zur Vereinheitlichung nicht nur Unternehmer, Baubeamte und ähnliche Kreise, sondern auch die Fabrikanten von Baustoffen, Baumaschinen und -geräten beteiligt, und auch Versicherungs- und ähnliche Anstalten, Grund- und Bodengesellschaften u. dgl. haben ein Interesse an ihnen. Als Maßstab für die Bedeutung, die allen Maßnahmen auf dem Gebiete des Bauwesens zukommt, wird angeführt, daß das Baugewerbe der stärkste Gewerbszweig der Vereinigten Staaten ist. Ein Drittel aller amerikanischen Firmen ist an ihm beteiligt. Es schafft an Häusern, Straßen und anderen Bauwerken jährlich Werte im Betrage von drei Milliarden Dollars und bietet dadurch die Möglichkeit, weitere Werte zu schaffen. Es liefert mehr als ein Viertel der von den Eisenbahnen beförderten Fracht und beschäftigt mehr Menschen als irgend ein anderes Gewerbe, die Landwirtschaft höchstens ausgenommen.

Als Gründe, die für die Vereinheitlichung sprechen, werden die bekannten angeführt, nämlich die Möglichkeit der Herstellung in Reihen und auf Vorrat, die Erleichterung des Ersatzes und der Unterhaltung, die Verringerung der Arbeitskosten, sowohl in der Fabrik, wie auf der Baustelle; endlich soll dadurch für sachgemäße Durchbildung der einzelnen Teile Gewähr geleistet, das Zusammenarbeiten zwischen Erzeuger und Verbraucher erleichtert und durch die größere Gleichmäßigkeit der Teile die Haltbarkeit und Sicherheit erhöht werden. Gegen die Vereinheitlichung können nur zwei Gründe angeführt werden, daß nämlich dadurch das Streben nach gefälligen Formen unterbunden werde und daß die Auswahl verringert werde. Merkwürdigerweise erwähnt der Vortragende den Grund nicht, der häufig gegen die Vereinheitlichung geltend gemacht wird, daß nämlich der Fortschritt dadurch unterbunden werde; er trifft auch nur zu, wenn die Vereinheitlichung in unrichtigem Sinne gehandhabt wird. Gerade im Bauwesen kommt aber dem an erster Stelle genannten Grund kaum Bedeutung zu; denn die Vereinheitlichung bezieht sich nur auf die Einzelteile eines Bauwerks, und es wird einem tüchtigen Fachmann stets gelingen, aus ihnen ein gefälliges Bauwerk zusammenzusetzen. Daß die Auswahl verringert wird, hat aber auch seine Vorteile, denn durch die Vereinheitlichung werden weniger gute, weniger richtig entworfene Modelle ausgeschaltet, und die verringerte Auswahl erstreckt sich dann nur auf die wirklich guten, richtigen Formen.

In welchem Sinne soll sich nun die Vereinheitlichung weiter entwickeln? Es kommen dabei verschiedene Gebiete in Frage. Auf dem der eigentlichen Technik sollen sowohl weitere einheitliche Formen

für Bauteile, als auch einheitliche Zusammensetzung der Baustoffe gefunden werden. Die Vereinigung, deren Vorsitzender der Vortragende ist, will eine Sammelstelle für die Vorschläge zur Vereinheitlichung bilden, sie mit den Beteiligten beraten, durcharbeiten und veröffentlichen. Trotz allem, was bis jetzt auf diesem Gebiet erreicht ist, bleibt noch mancherlei zu tun übrig. Die Einführung der neuen Formen durch eine Vereinigung von dem Gewicht des Verbandes des Baugewerbes wird ihnen zur Anerkennung verhelfen. Einige Gebiete, auf denen eine Vereinheitlichung besonders nötig erscheint, werden namhaft gemacht. So werden z. B. von den amerikanischen Fabriken zurzeit etwa 33 verschiedene Arten von Aufzügen hergestellt, die sich oft nur in kleinen Abweichungen der Abmessungen voneinander unterscheiden. Ihre Zahl könnte sehr erheblich herabgesetzt werden. Ferner werden angeführt Schieferplatten, Betonrohre, Ziegeln und Formsteine aus gebranntem Ton, Bauholz und sonstige Schnittware. In bezug auf die letztgenannte ist ein Anfang mit einheitlichen Entwürfen für Türen, Fenster, Wandschränke u. dgl. gemacht worden, doch wird dabei auf die Schweiz hingewiesen, die auf diesem Gebiet schon viel weiter vorgeschritten sein soll.

Auch auf dem Gebiet der Geschäftsführung wird eine Vereinheitlichung gefordert. In erster Linie steht in dieser Beziehung das Rechnungswesen und namentlich die Ermittlung der Selbstkosten. Es wird behauptet, daß dieses Gebiet von vielen Unternehmern nicht verstanden werde und daß sie es nur einem glücklichen Zufall zu verdanken haben, wenn sie mit dem auf Grund einer Ausschreibung vertragsmäßig festgesetzten Preise ihr Auskommen finden. In einem Bericht einer Bundesbehörde wird die Behauptung vertreten, daß nur etwa 10 vH der amerikanischen gewerblichen Unternehmungen ihre wirklichen Selbstkosten kennen; 40 vH schätzen sie, und die übrigen 50 vH haben kein Verfahren zur Berechnung ihrer Selbstkosten. Damit hängt es zusammen, daß ein Drittel der 300 000 gewerblichen Unternehmen noch nicht einmal 1 vH der in ihren Betrieben angelegten Milliarden als Geschäftsgewinn erzielen. Hier wird auf das Taylorsystem hingewiesen, durch das nicht nur die Leistungsfähigkeit des einzelnen erhöht wird, sondern das auch auf die geschäftliche Leitung ausgedehnt werden muß und bei dem es auch besonders darauf ankommt, Einnahmen und Ausgaben miteinander in Einklang zu bringen. Um dies zu können, müssen aber vor allen Dingen die Selbstkosten der Erzeugung bekannt sein. Es muß also Ordnung, System in das Rechnungswesen der Unternehmer gebracht werden, und es müssen Verfahren der Kostenberechnung entwickelt werden, die es ermöglichen, nicht nur am Jahresschluß oder viertel- oder halbjährlich einen Abschluß zu machen, sondern die täglich erkennen lassen, wie das Unternehmen wirtschaftlich steht.

Auch das Vertragswesen sollte vereinheitlicht werden. Es wird darauf hingewiesen, daß z. B. in Schottland alle Bauverträge nach einem einheitlichen Muster abgeschlossen werden, nach dem die Abrechnung auf Grund von Aufmessungen und einer Massenberechnung vorgenommen wird. Aus diesem Hinweis geht hervor, daß in Amerika die Abrechnung nach Vordersätzen und Einheitspreisen noch wenig angewendet zu werden scheint, daß also die Verfahren, nach denen der Unternehmer die ihm zukommende Vergütung berechnet, noch recht zu wünschen übrig lassen. Ein einheitlicher Bauvertrag würde für das amerikanische Baugewerbe von der größten Bedeutung sein.

Das Schiedsgerichtswesen ist in Amerika noch sehr zurück; nur in einigen der größten Städte ist es üblich, ein Schiedsgericht anzurufen, statt sich bei Streitigkeiten an die ordentlichen Gerichte zu wenden. Die weitere Verbreitung dieses Verfahrens würde einen großen Fortschritt für alle Beteiligten zur Folge haben, aber es müßten einheitliche Vorschriften und Richtlinien für dieses Verfahren gefunden werden, wenn es wirklich segensreich wirken soll.

Der Bedarf im eigenen Lande ist bisher so groß gewesen, daß das Baugewerbe der Vereinigten Staaten an Ausfuhr nicht hat denken können. Man erachtet aber jetzt den Zeitpunkt für gekommen, sich am ausländischen Baumarkt zu beteiligen, und dafür werden einheitliche Vorschriften für die Verpackung und den Versand der Ausfuhrgüter für nötig gehalten.

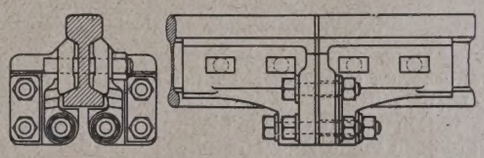
Auch für das Ausschreibungswesen und die Führung von Aufzeichnungen über die Vorgänge auf dem Bau werden einheitliche Formen gewünscht.

Endlich wird eine Vereinheitlichung der das Bauwesen regelnden Gesetzgebung, also namentlich der baupolizeilichen und ähnlichen Vorschriften gefordert. Freilich müssen manche baupolizeilichen Bestimmungen bei einem Lande, das so verschiedene klimatische Verhältnisse aufweist wie Nordamerika, in verschiedenen Landesteilen voneinander abweichen. Aber Abweichungen der Baugesetze, die keine Berechtigung haben, bilden für den Unternehmer eine zuweilen fast unüberwindliche, aber vermeidbare Erschwernis. Manche Städte und Staaten besitzen auf diesem Gebiete bessere, höher entwickelte Vorschriften als andere, und es wird von ersteren eine gewisse Selbstverleugnung erfordern, ihren Standpunkt aufzugeben und sich bei der Vereinheitlichung jenen anzupassen. Die einheitliche Gesetzgebung müßte sich auch auf die Stellung einer Haftsumme durch den Unternehmer, auf das Zahlungswesen und dergl., auf den Feuerschutz und ähnliche Gebiete erstrecken.

Zum Schluß brachte der Vortragende noch einige allgemeine Bemerkungen. Er wies darauf hin, daß die Regeln und Vorschriften für das Bauen, insofern sie sich auf die einzuhaltenden Abmessungen und Stärken beziehen, eine untere Grenze darstellen, hinter der man niemals zurückbleiben dürfe, nicht aber etwa eine obere, die nicht überschritten werden dürfe. Schließlich warf er noch einen Blick auf das Ausland. Europa habe sich nicht, wie man in Amerika anzunehmen geneigt ist, im Kriege verblutet, sondern der Wettbewerb der europäischen Länder sei auch jetzt durchaus nicht unbeachtlich. In Frankreich bestünden zurzeit weit geringere Schwierigkeiten in der Arbeiterfrage und auf ähnlichen Gebieten als in den Vereinigten Staaten und überall ertöne dort der Ruf nach weiterer gewerblicher und wirtschaftlicher Entwicklung. Die Arbeiterführer streben alle nach diesem Ziel, in dem sie allein ihre Rettung erblicken. Deutschland schenke augenblicklich der Frage der Beseitigung unnötiger Formen, von Stücken ungewöhnlicher Abmessungen, unnützen Schmucks die größte Aufmerksamkeit, und die Bestrebungen zur Vereinheitlichung spielen eine größere Rolle als irgend eine andere auf dem Gebiet des wirtschaftlichen Wiederaufbaus. Südamerika nehme täglich an Bedeutung als Nebenbuhler auf gewerblichem Gebiet zu. Täglich gehen Schiffsladungen von Maschinen u. dgl. von Nord- nach Südamerika. Es werde täglich deutlicher, daß, wenn Amerika nicht nur seine Stellung im Wirtschaftsleben behaupten, sondern die sich jetzt bietende günstige Gelegenheit zur Erweiterung seiner ausländischen Beziehungen ausnutzen wolle, alle, die mit dem Entwurf, der Durchbildung, der Herstellung von Gebäuden und der dazu gehörigen Baustoffe zu tun haben, ihr Hauptaugenmerk neben den zwei großen Fragen — der Arbeiterfrage und der Geldfrage — namentlich auch der Frage der Vereinheitlichung im Baugewerbe widmen müssen. Die Lösung dieser Frage wird die der beiden anderen sehr wesentlich beeinflussen. Vielleicht ist allerdings hierzu die Zeit noch nicht reif. Die Leitung des Verbandes des Baugewerbes ist sich noch nicht vollständig klar darüber, welche Wege sie einschlagen soll, und lädt alle Beteiligten zur Mitarbeit ein.

Neuer Isolierstoß der Orleansbahn.

Dieser Isolierstoß wird mittelst 4 Halblaschen gebildet. Auf jeder Seite der Schiene sind die beiden Teile mit 3 kräftigen Bolzen verschraubt. Die Isolation geben Platten aus Faserstoff (Fibre), die zwischen die Schienenenden gelegt und an den Außenstellen der Laschen unter die Schraubenmuttern und zwischen die Halblaschen gespannt werden. —



Nachgerühmt wird diesem Stoß, daß er den Verschleiß der Laschen vermindert, statt ihn zu vermehren, wie man erwarten müßte, daß die Isolierplatten weitestgehend gegen Zerstörung geschützt sind und daß kaum Unterhaltung erforderlich ist.

(Revue Générale des Chemins de Fer 1920, Nr. 4). Gl.

Kanaltunnel.

Nach Angaben des englischen geologischen Sachverständigen für den Kanaltunnel beabsichtigt man neuerdings, diesen so tief zu legen, daß jede Möglichkeit einer Unterbrechung des Verkehrs durch Unterwasserangriff ausgeschlossen ist. Seit dem letzten Kriegsjahre schon beschäftigt sich die englische Regierung mit dem Plane, die Bauzeit des Tunnels durch Vermehrung der Angriffspunkte abzukürzen und dazu Turmschächte in Tunnelmitte anzuordnen. Während der Ausführung soll Verbindung durch Eisenbahnfähren eingerichtet werden.

Gl.

Erfahrungen mit Eisenbetonschiffen.

Die amerikanischen Eisenbetonschiffe sind besonders in den Häfen wiederholt Beschädigungen ausgesetzt gewesen, welche nach den hierher gelangten Nachrichten bei Anwendung zweckmäßiger Verfahren gut und einfach gedichtet werden konnten[1]). Eins der Schiffe, der „Capefear" ist nach einem Zusammenstoß mit einem anderen Dampfer in der Narrageansettbucht gesunken, wobei 20 Mann der Besatzung ums Leben gekommen sind. Diese Nachrichten sind in der englischen und deutschen Tagespresse Anlaß gewesen, die Zweckmäßigkeit des Baues von Eisenbetonschiffen zu bezweifeln. Es ist jedoch falsch, auf Grund derartiger allgemein gehaltener Nachrichten absprechende Urteile zu fällen. Beim Zusammenstoß ist, falls er mit voller Kraft erfolgte, der Verlust eines oder beider Schiffe fast unvermeidlich, wenn sie nicht mit soviel Schotten versehen sind, daß sie schwimmfähig bleiben; das ist aber bei Frachtdampfern im allgemeinen nicht der Fall. Bedenklicher ist die Frage der leichten Verletzbarkeit beim Anlegen an Kaimauern und bei leichten Kollisionen im Hafen. Es hat sich gezeigt, daß die Beschädigungen, die Eisenbetonschiffe dabei erleiden, im allgemeinen umfangreicher sind, als bei Eisenschiffen, da der Beton in ziemlich großem Umfange ausreißt. Die amerikanischen Eisenbetonschiffe sind aus Leichtbeton gebaut, welcher weniger fest ist, als guter dichter Beton. Auch in Deutschland hat man die Erfahrung gemacht, daß Schiffe und Pontons aus Leicht-

[1]) Vergleiche Notiz im Bauingenieur Heft 24, 1920, Seite 698.

beton gegen Abscheuern und Eindrücken sehr empfindlich sind. Man sucht daher die gefährdeten Stellen dieser Schiffe durch Scheuerleisten oder eiserne Platten gegen Abnutzung zu schützen; teilweise ist man lediglich aus diesem Grunde zur Verwendung schwererer aber festerer Betonarten übergegangen. Grundsätzlich muß betont werden, daß vom technischen Standpunkte aus der Bau von Eisenbetonschiffen keine Schwierigkeiten bietet; es kommt nur darauf an, die Schiffe gleichzeitig so leicht zu bauen, daß sie wirtschaftlich wettbewerbsfähig mit Eisenschiffen sind. Diese Frage ist die einzige, welche entscheidend für die Zukunft der Eisenbetonschiffe ist; sie ist noch nicht völlig geklärt, da der Eisenbetonschiffbau zu jung ist, um technisch in jeder Hinsicht durchgebildet zu sein. Nach den bisherigen Erfahrungen hat es den Anschein, als ob die wirtschaftliche Verwendung von Betonschiffen für bestimmte Zwecke der Schiffahrt möglich sein wird, daß aber eine allgemeine Einführung vielleicht nicht in Frage kommt. Commentz.

Berichtigung.

In der meinem Aufsatze „Zur Frage der Normalspannungen in Verbundkonstruktionen“ in Heft 24 Jahrg. 1920 beigegebenen Tafel 3 sind einige Schreib- bzw. Druckfehler vorhanden, auf die ich von Herrn Baurat Prof. Albert, Plauen i. V., aufmerksam gemacht werde:

für	$\frac{h-a}{d}$	$=$	$7\ \sigma_b$	$=$	25	muß es	statt	0,00108	heißen **0,00168**
„	„	$=$	10 „	$=$	25	„ „	„	0,00140	„ **0,00146**
„	„	$=$	11 „	$=$	40	„ „	„	0,00133	„ **0,00183**
„	„	$=$	12 „	$=$	35	„ „	„	0,00154	„ **0,00164**
„	„	$=$	15 „	$=$	25	„ „	„	0,340	„ **0,840**

Bremen, den 10. Febr. 1921.

Dr.-Ing. A. Fruchthändler.

WIRTSCHAFTLICHE MITTEILUNGEN,
VEREINSNACHRICHTEN USW.

Die Notlage der wissenschaftlichen Institute.

Auch in England scheint die Lage der Hochschulen nicht günstig zu sein. So wird z. B. über die Londoner Universität berichtet, daß die Ausgaben in einem ganz unerträglichen Verhältnis zu den Einnahmen gewachsen seien. In Manchester mußten dringend benötigte Erweiterungsbauten wegen Geldmangels unterbleiben. Von anderen Hochschulen liegen ähnlich lautende Nachrichten vor. Die Unzulänglichkeit der Mittel hat auch eine empfindliche Einschränkung der Forschungsarbeit in den Laboratorien zur Folge gehabt. Trotz der erhöhten Kosten ist aber die Zahl der erschienenen Bücher größer als in irgend einem Jahre vorher. Zur Besserung ihrer Lage wenden sich die einzelnen Hochschulen an die Öffentlichkeit um Unterstützung. Millionen werden gefordert und sind bereits aufgebracht worden. (Aus The Engineer vom Okt. u. Nov. 20.) Gl.

Württembergisches Siedlungsunternehmen.

Unter diesem Namen wurde am 13. Januar 1921 in Stuttgart eine große Genossenschaft ins Leben gerufen. An allen wichtigeren Orten sollen Zweigniederlassungen, nötigenfalls Tochtergenossenschaften bestellt werden, die in der Hauptsache selbständig arbeiten, die größeren Finanzgeschäfte sollen jedoch durch die Muttergenossenschaft ausgeführt werden. Auch die Aufnahme von bestehenden Genossenschaften und der Anschluß an solche ist ins Auge gefaßt.

Der Zweck der Genossenschaft ist die Beschaffung von gesunden, zweckmäßig eingerichteten Eigenheimstätten in ganz Württemberg für Beamte und Arbeiter aller Verwaltungen und Korporationen sowie für Privatangestellte.

Die Landes-Baugenossenschaft wird durch ihre Ausdehnung und Großzügigkeit in der Erfassung ihrer Aufgabe von besonderer Bedeutung sein.

Bereits im kommenden Frühjahr dürfte in einer größeren Anzahl von Orten, an denen die Wohnungsnot besonders stark fühlbar ist, mit Neubauten begonnen werden. B.

Neue Gesetze und Verordnungen im Patentwesen.

Eine kürzlich in Jugoslawien (Großserbien) in Kraft getretene Verordnung regelt die Fragen des gewerblichen Rechtsschutzes. Sie umfaßt die Bestimmungen für Patente, Gebrauchsmuster und Warenzeichen und lehnt sich eng an die bestehenden Gesetze Österreichs und der Tschechoslowakei an.

Patente werden in Jugoslawien nicht auf Neuheit, sondern nur auf förmliche Richtigkeit geprüft. Neben Hauptpatenten sind Zusatzpatente und Abhängigkeitspatente vorgesehen. Die Höchstdauer eines Patentes beträgt 15 Jahre, vom Tage der Bekanntmachung an gerechnet.

Für Gebrauchsmuster beginnt die Schutzdauer von 10 Jahren mit dem Tage der Anmeldung.

Jugoslawien hat seinen Beitritt zur Internationalen Union, dem Madrider Abkommen und zum Berner Abkommen angemeldet, so daß es jedem Erfinder möglich ist, seine in der Zeit vom 1. August 1913 bis 30. September 1920 in Deutschland oder anderswo angemeldeten Schutzrechte unter Wahrung der Priorität in Jugoslawien bis zum 31. März 1921 anzumelden. Neuere Schutzrechte sind innerhalb der gewöhnlichen Fristen (für Patente und Gebrauchsmuster ein Jahr, für Warenzeichen 4 Monate vom Tage der Anmeldung in dem Lande, in dem zuerst angemeldet wurde, an gerechnet). anzumelden, wenn die Priorität beansprucht werden soll.

Brasilien und Norwegen sind ebenfalls dem Berner Abkommen beigetreten. Patentanwalt Dr. Arendt, Berlin.

Die Mitteldeutsche Ausstellung Magdeburg 1922 (Miama).

Weit über 150 Korporationen und industrielle Verbände, darunter nahezu 40 Handelskammern, haben sich zur Beteiligung an der Miama 1922 bereit erklärt.

Die Ausstellung soll im Jahre 1922 und zwar vom 15. Mai bis 15. Oktober stattfinden. Ursprünglich war die Ausstellung bereits für das Jahr 1921 geplant. Es erwies sich jedoch im Verlauf der Vorbereitungsarbeiten als eine Unmöglichkeit, die Fülle des zu bearbeitenden Stoffes in der kurzen Zeit weniger Monate meistern zu können. Infolge der Verschiebung kann auch den wissenschaftlichen Abteilungen erhöhte Sorgfalt zugewandt werden.

Für die Durchführung der Ausstellung hat die Stadt Magdeburg, Magdeburgs Handel, Industrie und Gewerbe sowie Magdeburgs Bürgerschaft in wenigen Wochen einen Garantiebetrag von 3 Millionen Mark aufgebracht. Zudem sind von auswärtigen Firmen der Ausstellung recht bedeutende Beträge in Aussicht gestellt worden. Staatliche Zuwendungen sind gleichfalls zu erwarten. B.

Zeitschrift für Kleinbahnen.

Schriftleitung und Verlag der seit 27 Jahren bestehenden Zeitschrift geben bekannt, daß mit Ende 1920 das Erscheinen der Zeitschrift eingestellt wird und das Archiv für Eisenbahnwesen auch die bisher von der Zeitschrift für Kleinbahnen besonders gepflegten Gebiete mit umfassen wird. B.

GERICHTLICHE ENTSCHEIDUNGEN.

Wertschätzung der geistigen Arbeit technischer Sachverständigen.

Während selbst die Reichsjustizverwaltung, der man gewiß nicht vorschnelle Entscheidung vorwerfen kann, die Gebühren der Sachverständigen seit 1878 erstmalig 1914 um 50, dann im Sommer 1920 um weitere 250 vH erhöht hat, so daß sie jetzt statt 2 M für die Wahrnehmung der Termine und 4 M für häusliche Gutachten in schwierigen Fällen auf 7,5 bzw. 15 M für die Stunde heraufgesetzt sind, so daß sie wenigstens einigermaßen den heutigen Teuerungsverhältnissen Rechnung tragen, gibt es noch heute Behörden, die in der Wertschätzung technisch-geistiger Arbeit immer noch ungefähr an den Sätzen von 1878 festhalten. So sucht das Badische Bezirksamt, Polizeidirektion Abt. VI b in Mannheim, wie uns vom „Verband Deutscher Architekten- und Ingenieur-Vereine“ geschrieben wird, jetzt noch Bausachverständige als Mitglieder der Aushebungskommission für Gebäude und Grundstücke zur Abschätzung von Bauschäden und Reparaturkosten, denen für die Teilnahme an den Kommissionsberatungen das Tagegeld von 20 M, für die Arbeitsstunde bei häuslichen Vorarbeiten usw. der Satz von 2,50 M — aber höchstens 20 M für den Arbeitstag — geboten wird, der bei schwierigen und zeitraubenden Gutachten oder umfangreichen Kostenanschlägen „nach Maßgabe der Erwerbsverhältnisse der Sachverständigen“ bis auf 6 M für die Stunde höchstens erhöht werden kann. Und zwar werden diese Gutachter in den Kreisen der wissenschaftlich gebildeten Architekten und Ingenieure gesucht, die hoffentlich trotz der Notlage der im freien Berufsleben stehenden Vertreter dieses Faches solche Entlohnung als unwürdig einmütig ablehnen. —

Wie uns anfänglich von authentischer Seite mitgeteilt wird, handelt es sich im vorliegenden Falle nicht um Maßnahmen einer örtlichen Instanz, sondern um allgemeine Festsetzungen des Reichsministers des Inneren. —

Aufhebung von Lieferungsverträgen, die während des Krieges abgeschlossen wurden.

(Nachdr. verb.) Kläger verkaufte dem Beklagten während des Krieges einen Posten Ware „zur möglichst baldigen Verschiffung nach Friedensschluß, sobald wieder vollkommen geordnete Verhältnisse eingetreten sind und die Verladung so erfolgen kann, wie dies in regulären Zeiten vor Ausbruch des Krieges möglich war".

Etwa zwei Jahre später, im Jahre 1917, teilte der Kläger dem Beklagten mit, daß er den Abschluß nicht mehr als zu Recht bestehend erachte, da inzwischen die Voraussetzungen hinfällig geworden seien, unter denen der Vertrag abgeschlossen wurde, und durch den Eintritt Amerikas in den Krieg ein neuer, beim Abschlusse des Vertrages nicht berücksichtigter Zustand geschaffen worden sei. Da der Beklagte in die Streichung des Auftrages nicht willigte, so strengte der Verkäufer Klage an, durch welche festgestellt wurde, daß der Kläger nicht mehr verpflichtet sei, die dem Beklagten verkaufte Ware zu liefern.

Auf eingelegte Revision hatte sich das Reichsgericht nochmals mit der Sache zu befassen; indessen hat der höchste Gerichtshof sich nicht veranlaßt gesehen, die Entscheidung der Vorinstanz abzuändern. Die Pflicht des Verkäufers, so heißt es in den Gründen, geht dahin, die Leistung so zu bewirken, wie Treu und Glauben mit Rücksicht auf die Verkehrssitte es erfordern. Er muß deshalb die Leistung nicht bewirken, wenn diese sich unter dem Einflusse unvorhergesehener, nach dem Vertragsschlusse eingetretener Umstände zu einer wirtschaftlich völlig anderen, wenn auch rein äußerlich gleichbleibenden gestaltet. Mit Recht nimmt der Vorderrichter an, daß die Erfüllung des Vertrages unter den jetzigen Verhältnissen eine andere als die von den Parteien gewollte Leistung enthalten würde. „Vollkommen geordnete" Verhältnisse sind zurzeit nicht denkbar und in absehbarer Zeit auch nicht zu erwarten, und „möglichst bald nach Friedensschluß" ist ein ganz unbestimmtes Datum.

Nach alledem mußte der Anspruch des Klägers als gerechtfertigt anerkannt werden. (Reichsger. III. 69/20.) rd.

Wann ist der Unfall eines Arbeiters auf dem Wege zu seiner Wohnung als Betriebsunfall anzusehen?

(Nachdruck verboten.) Bekanntlich hat das Reichsversicherungsamt in ständiger Rechtsprechung daran festgehalten, daß Unfälle eines Arbeiters von seiner Wohnung zur Betriebsstätte und von da wieder zurück nicht als Betriebsunfälle anzusehen seien.

In einem Falle, mit dem sich dieser Gerichtshof zu beschäftigen hatte, handelte es sich nun darum, daß ein Arbeiter, der verschiedene Geschäftsgänge zu erledigen hatte, mit Erlaubnis der Geschäftsleitung einen Abstecher nach Hause machte, um dort sein Mittagsmahl einzunehmen. Seine Geschäftsgänge waren noch nicht völlig erledigt.

Die zuständige Berufsgenossenschaft hatte die Zahlung der Unfallrente mit der Begründung abgelehnt, Wege von und zu der Arbeitsstätte seien nicht versichert. Indessen gelangte das Oberversicherungsamt zur Verurteilung der Berufsgenossenschaft, und das Reichsversicherungsamt hat dieses Urteil bestätigt.

Die Tätigkeit des Arbeiters bestand in der Hauptsache darin, Geschäftsgänge zu erledigen. Wie die Verhältnisse hier liegen, ist der Fall ebenso zu beurteilen, wie der, in dem ein Versicherter sich auf einem Geschäftsgange befindet und dabei vorübergehend zur Befriedigung leiblicher Bedürfnisse ein Wirtshaus besucht. In einem solchen Falle tritt eine Loslösung von dem versicherten Betriebe nicht ein, wofern nicht der Versicherte durch den Besuch des Wirtshauses den Geschäftsgang ungebührlich verzögert oder sich einer erhöhten Gefahr aussetzt. Es liegt hier kein Grund vor, die Sache anders zu beurteilen, weil der Kläger statt eines Wirtshauses seine Wohnung vorübergehend aufsuchen wollte. Eine ungebührliche Verzögerung des Geschäftsganges ist dadurch nicht herbeigeführt worden, und daß dadurch keine erhöhte Gefahr eingetreten ist, gibt die Berufsgenossenschaft selbst zu.

Sonach war im vorliegenden Falle der Kläger auch auf dem Wege zu und von seiner Wohnung versichert, woraus sich die Entschädigungspflicht der Berufsgenossenschaft ergibt. (Reichsversich.-Amt, Ia 446/20.) rd.

PATENTBERICHT.

Wegen der Vorbemerkung (Erläuterung der nachstehenden Angaben) s. Heft Nr. 1 vom 15. Januar 1921, S. 30.

A. Bekanntgemachte Anmeldungen.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 16. Dezember 1920.

Kl. 42a, Gr. 20. R 50 022. Adolf Reile, Teckstr. 7 u. Georg Rau, Strohbergstr. 45, Stuttgart. Gerät zum Ziehen von Kreisbögen und Radien ohne Benutzung des Mittelpunktes. 22. IV. 20.

Kl. 42c, Gr. 13. K 61 304. Alexander Heinrich Kehrhahn, Frankfurt a. M., Fürstenberger Str. 177. Flächenmeßmaschine. 14. X. 15.

Kl. 80 b, Gr. 1. B 92 267. Erik Christian Bayer, Kopenhagen; Vertreter: E. Cramer und Dr. H. Hirsch, Patentanwälte, Berlin NW. 21. Verfahren zur Behandlung von Bimsstein als Zuschlag für Leichtbeton. 6. I. 20. Dänemark 16. XI. 18.

Kl. 80 b, Gr. 22. S 49 867. Siemens-Schuckertwerke G. m. b. H., Siemensstadt bei Berlin. Verfahren zur Herstellung dichter Schlackenerzeugnisse. 22. III. 19.

Kl. 84 a, Gr. 3. St 33 547. Friedrich Stoll, Pfarrkirchen, Niederbayern. Klappenwehr mit Gewichtshebel. 29. VII. 19.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 20. Dezember 1920.

Kl. 5 d, Gr. 9. St 32 992. Stephan, Frölich & Klüpfel, Scharley, O.-Schl. Verfahren zum Fördern von Abraum aus Tagebauen. 9. III. 20.

Kl. 19 a, Gr. 28. Z 11 388. Zwirner & Zöllner, Tiefbaugeschäft, Halle a. S. Einstellvorrichtung für die Rollen von Gleisrückmaschinen. 12. II. 10.

Kl. 37 b, Gr. 3. F 45 137. Walter Fischer, Hannover, Weinstr. 6. Zusammenklappbarer Paralleträger, an dessen starr durchgehende Gurtungen die Gitterstäbe angelenkt sind. 21. VIII. 19.

Kl. 37 d, Gr. 32. W 53 355. Carl Weber, Berlin, Fürther Str. 9. Fahrbares Gerät zur Herstellung von Wandputz mittels Preßluft u. dgl. 6. IX. 19.

Kl. 37 e, Gr. 8. K 59 584. Paul Knies, Bochum, Richardstr. 31. Gerüstspannkette mit Kettennuß-Spannvorrichtung. 21. VII. 14.

Kl. 80 b, Gr. 1. H 78 738. Harland & Wolff, Ltd., Belfast u. Arthur Marks, Knock, Belfast; Vertreter: P. Müller, Patentanwalt, Berlin SW. 11. Verfahren zur Herstellung eines leichten Betons. 24. X. 19. Großbritannien 1. XI. 18.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 23. Dezember 1920.

Kl. 19 b, Gr. 2. M 66 436. Arthur Mollenkopf, Lübeck, Königstr. 81. Schienenreiniger für Straßenbahnen. 9. VIII. 19.

Kl. 20 i, Gr. 15. D 36 889. Deutsche Maschinenfabrik A.-G., Duisburg. Automatisch wirkende Vorrichtung zur Betätigung von Weichen. 19. XII. 19.

Kl. 37 b, Gr. 5. H 81 956. Heinrich Hollweg, Leipzig-Großzschocher, Kirchstr. 28. Reibungsverbindung zweier Teile von T-förmigem oder ähnlichem Querschnitt. 31. VII. 20.

Kl. 37 f, Gr. 7. P 36 394. J. Pohlig, A.-G., Köln-Zollstock und Benedikt Cellar, Köln, Rolandstr. 18. Hochofengerüst mit vier Eckstützen. 22. I. 18.

Kl. 38 h, Gr. 2. C 28 061. Chemische Fabrik Rhenania, Akt.-Ges., Aachen. Sparverfahren zum Imprägnieren von Holz. 17. V. 19.

Kl. 38 h, Gr. 2. H 71 470. Dr. Wilhelm Hampe, Berlin-Wilmersdorf, Heidelberger Platz 2. Verfahren zum Feuersichermachen und Konservieren von Holzblöcken. 23. XII. 16.

K.l 65 a, Gr. 54. B 92 739. Ernst Bohse, Flensburg, Neustadt 45. Selbsttätig wirkender Schlepphaken. 9. II. 20.

Kl. 84 a, Gr. 6. E 24 370. Paul Ewerbeck, Garmisch. Verfahren zum Reinigen des Rechens von Werkkanälen. 6. IX. 19.

Kl. 84 c, Gr. 2. K 61 306. Milivoj Konrad, Wien; Vertreter: Dr.-Ing. R. Geißler, Patentanwalt, Berlin SW. 11. Aus ineinanderschiebbaren und abtrennbaren Rohren bestehender Vortreiber zum Herstellen von Ortpfählen aus Beton. 15. X. 15.

Kl. 84 c, Gr. 4. F 46 709. Fabrik für Brückenbau und Eisenkonstruktionen Beuchel & Co., Grünberg i. Schl., Tiefbau, Berlin-Wilmersdorf. Unterwasserramme. 28. IV. 20.

Kl. 84 d, Gr. 2. M 67 089. Menck & Hambrock G. m. b. H., Altona-Ottensen. Tragvorrichtung für Löffelbagger. 13. X. 19.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 27. Dezember 1920.

Kl. 80 a, Gr. 48. H 68 021. Fred Willard Hargrave, South River, New Jersey, V. St. A. und James Augustus Wheeler, Somerset, New Jersey, V. St. A., Vertreter: Dr. Anton Levy und Dr. F. Heinemann, Patentanwälte, Berlin SW. 11. Verfahren zur Herstellung feuerfester Bauteile aus formbaren Massen durch Pressen. 19. II. 15.

Kl. 80 b, Gr. 7. W 49 613. Dr. Artur Walter, Frankfurt a. M., Bockenheimer Landstr. 25 und Dr. Emil Weber, Schwepnitz i. Sachsen. Verfahren zur Herstellung gießbarer Massen. 13. VIII. 17.

Kl. 84 a, Gr. 2. S 49 580. August Seboldt, Schleuse „Große Tränke" b. Fürstenwalde, Spree. Verfahren zur Herstellung versinkbarer Bauwerke. 8. II. 19.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 30. Dezember 1920.

Kl. 19 f, Gr. 2. H 77 529. Wilhelm Hebsacker, Heilbronn a. N. Erdbohrmaschine für Tunnel-, Stollen- und Kanalbau nach Patent 318 354; Zusatz zum Patent 318 354. 2. VII. 19.

Kl. 80 a, Gr. 42. W 42 270. „Allguhst" Patent-Verwertungs-Gesellschaft m. b. H., Görlitz. Verfahren und Vorrichtung zur Herstellung allseitig geschlossener Hohlsteine. 10. VI. 13.

Kl. 80 b, Gr. 8. B 93 364. Bunzlauer Werke Lengersdorff & Comp., Bunzlau, Schles. Verfahren zur Herstellung homogener feuerfester Massen aus Grundbestandteilen verschiedener Art und Herkunft. 26. III. 20.

Kl. 80 b, Gr. 15. K 66 995. Kurt Kmentt, Troppau, Österreich; Vertreter: M. Mintz, Patentanwalt, Berlin SW. 11. Verfahren zur Herstellung von ein- und mehrfarbig marmorierten Kunststeinen. 22. VIII. 18. Österreich: 31. I. 18.

Kl. 84 a, Gr. 3. G 47 451. Felix Gremmels, Mannheim, Waldparkdamm 2. Doppelventil für Umlaufkanäle in Schleusen, Talsperren usw. 28. XI. 18.

Kl. 84 a, Gr. 5. B 88 616. Baugesellschaft Möbus & Co., G. m. b. H., Charlottenburg. Dalbe für Häfen und Wasserstraßen. 28. II. 19.

Kl. 84 c, Gr. 3. H 61 860. August Hofmeister, Kassel, Luisenstr. 10. Bohrvorrichtung zum Absenken hohler Gründungspfähle, bei der auf der Bohrstange zwei Bohrer sitzen. 22. III. 13.

B. Erteilte Patente.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 20. Dezember 1920.

Kl. 19 e, Gr. 1. 332 855. Wilhelm Riese, Düsseldorf-Grafenberg, Vautierstr. 78. Trockeneimerkettenbagger zur Herstellung von Gräben mit senkrechten Seitenwänden. 28. XI. 13.. R 39 324.

Kl. 20 h, Gr. 7. 332 856. Carstens & Fabian, Magdeburg-Neustadt. Fördervorrichtung für Eisenbahnwagen oder dergl. auf Schrägen. 10. IV. 20. C 28 969.

Kl. 37 a, Gr. 5. 332 972. Philipp Gelius, München, Albanistr. 2. Bauten und Bauteile aus Holzwerk mit Umhüllung und Ausfüllung aus luftdurchlässigem Stoff. 11. V. 18. G 48 556.

Kl. 37 a, Gr. 6. 332 772. Zeppelin-Hallenbau G. m. b. H., Berlin. Dach mit Bindern in den Dachoberlichtern, Zusatz zum Patent 293 128. 18. I. 18. Z 10279.

Kl. 80 b, Gr. 8. 332 940. Freskoschmelz- und Mosaikwerke G. m. b. H., Offenburg, Baden. Verfahren zur Herstellung dichter und säurefester Geräte aus Zementkörpern. 29. VII. 17. F 42 146.

Kl. 80 b, Gr. 20. 332 755. Gustav de Bruyn, Köln-Ehrenfeld, Overbeckstr. 51. Verfahren zur Herstellung von Bausteinen aus Asche und gelöschtem Kalk. 14. VI. 19. B 89 715.

Kl. 80 b, Gr. 25. 332 804. Léon Rappaport, Paris; Vertreter: C. v. Ossowski, Patentanwalt, Berlin W. 9. Verfahren der Herstellung eines Asphaltblockpflasters, dessen Blöcke aus fein zerkleinertem Hartgestein und Bitumen gepreßt und dessen Fugen mit einem Bitumenmörtel vergossen sind. 13. V. 13. R 37 733.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 27. Dezember 1920.

Kl. 5 c Gr. 4. 333 002. Oskar von Horstig, Saarbrücken. Nachgiebiger Grubenstempel nach dem Patent 301 302; Zusatz zum Patent 301 302. 14. V. 19. H 77 037.

Kl. 5 c, Gr. 5. 333 003. F. W. Moll Söhne, Dampfkessel- und Maschinenfabrik, Witten, Ruhr. Nachgiebiger Grubenstempel aus zwei ineinander schiebbaren und durch Klemmbänder zusammengehaltenen Rohren. 10. II. 16. M 59 153.

Kl. 5 d, Gr. 5. 333 206. Theodor Wilhelm Achtnichts, Czerwionka b. Rybnik, O.-S. Bremsbergfördereinrichtung mit unter- oder überlaufendem Gegengewicht. 28. V. 19. A 31 829.

Kl. 5 d, Gr. 9. 333 207. Stephan, Frölich & Klüpfel, Beuthen, O.-S. Spülversatzverfahren. 14. X. 19. St. 32 488.

Kl. 19 b, Gr. 1. 333 010. Dipl.-Ing. Heinrich Henig, Stuttgart, Tulpenstraße 43. Handkehrer, insbesondere für Straßenrinnen. 11. VI. 19. H. 77 309.

Kl. 24 l, Gr. 14. 333 014. Otto Heiter, Berlin, Grünauer Str. 14. Vorrichtung zum Niederlegen entgleister Stromabnehmerstangen von elektrischen Bahnen. 9. IV. 19. H 76 719.

Kl. 37 a, Gr. 4. 333 223. Karl Artur Joseph Johner, Gumbinnen, Königstr. 32. Hohlwand aus ungleichschenkligen Winkelplatten. 29. IV. 19. J 19 358.

Kl. 37 b, Gr. 2. 333 083. Robert Oskar Koppe, Leipzig-Gohlis, Breitenfelder Str. 71. Bauplatte. 22. VIII. 18. K 66 986.

Kl. 37 f, Gr. 2. 333 026. Bernhard Helweg, Holzminden. Silowand aus zwei gegeneinder gekehrten Gewölben. 6. V. 19. H 76 933.

Kl. 37 f, Gr. 3. 333 027. Franz Zürn, Gelsenkirchen, Kesselkolonie V/2. Verstellbares Auflager für Behälter und andere Bauwerke. 1. I. 20. Z 11 314.

Kl. 80 a, Gr. 13. 332 995. Dipl.-Ing. Oskar Schulze, Eisleben, Hallesche Straße 40. Maschine zum Feststampfen, Abstreichen und Glätten von Kunststeinplatten, Dachziegeln u. dgl. 19. VII. 12. Sch 41 507.

Kl. 84 c, Gr. 2. 333 050. Charles Ferrar, London; Vertreter: E. W. Hopkins, Patentanwalt, Berlin SW. 11. Vorrichtung zum Einpressen von Mörtel- oder Betonmassen in Grundmauerwerk, Untermauerungen und ähnliche Baukörper durch Preßluft. 30. VI. 14. F 30 093. Großbritannien 2. VII. 13.

Kl. 84 c, Gr. 3. 333 051. August Wolfsholz, Preßzementbau A. G., Berlin. Verfahren zur Ausführung von Arbeiten an Mauerwerk, das auf der einen Seite unter Wasserdruck steht. 20. V. 19. W 52 640.

Kl. 84 c, Gr. 4. 333 052. Menck & Hambrock G. m. b. H., Altona-Ottensen. Mehrteiliges, als Gelenkrohr ausgebildetes Dampfzuführungsrohr für Dampframmen; Zusatz zum Patent 329 950. 28. XI. 18. M 64 375.

Kl. 84 d, Gr. 2. 333 053. Richard Kleber, Teplitz-Schönau; Vertreter: C. Fehlert, G. Loubier, F. Harmsen, E. Meißner und Dr.-Ing. G. Breitung, Patentanwälte, Berlin SW. 61. Einschieniges Fahrgestell für auf zwei oder mehr Schienen laufende Bagger u. dergl. 2. IV. 19. K 68 523.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 3. Januar 1921.

Kl. 5 b, Gr. 4. 333 439. Dr. Thomas Frederick Wall Edgbaston, Birmingham, England; Vertreter: P. Brögelmann, Patentanwalt, Berlin W. 35. Elektromagnetische Solenoidstoßbohrmaschine, insbesondere zum Bohren von Gestein. 12. IV. 14. W 44 879. England 28. IV. 13..

Kl. 5 b, Gr. 7. 333 391. Thomas Glendinning, Harold William Clayden und Ernest Stephenson Stephens, Maraisburg, Transvaal; Vertreter: H. Neubart, Patentanwalt, Berlin SW. 61. Gesteinbohrer mit durch schraubengangförmige Anlauffläche am Halter befestigter Einsatzschneide. 13. VIII. 13. G 39 708. England 9. XII. 12.

Kl. 5 b, Gr. 7. 333 392. James Miners Holman und John Leonard Holman, Camborne, Cornwall, England; Vertreter: Dr. G. Döllner, M. Seiler und E. Maemecke, Patentanwälte, Berlin SW. 61. Verriegelungsvorrichtung an Gesteinbohrhämmern oder dergl. für einen mit Flügelansätzen versehenen Bohrer, der in einem drehbaren Futter sitzt. 26. VII. 14. H 67 200. Großbritannien 9. IV. 14.

Kl. 5 b, Gr. 7. 333 393. William Henry Wakfer, South Norwood und Samuel Peck, Wallington, England; Vertreter: Dr. G. Döllner, M. Seiler und E. Maemecke, Patentanwälte, Berlin SW. 61. Gesteinbohrer. 3. V. 14. W 45 026. Großbritannien. 5. V. 13.

Kl. 5 b, Gr. 8. 333 394. Frank Simon und John William Scott, Minnaar, Transvaal; Vertreter: E. Peitz, Patentanwält, Berlin SW. 68. Schraubenspannsäule. 15. VIII. 13. S 39 809.

Kl. 20 i, Gr. 9. 333 355. J. Pohlig A.-G., Köln-Zollstock und Josef Kaup, Köln, Pfälzer Str. 19. Hängebahnweiche. 31. I. 20. P 39 185.

Kl. 37 b, Gr. 5. 333 406. Konstantin Przyllas, Gleiwitz, Tarnowitzer Chaussee 17. Mauerbüchse zum Festlegen von Schraubenbolzen in verschiedener Tiefe. 17. X. 19. P 38 596.

Kl. 37 f, Gr. 3. 333 407. Georg Böheim, Saarbrücken, Paul-Marien-Straße 11. Stützung für runde Flüssigkeitsbehälter mit geneigten, an den Boden unter einem Winkel gegen seine Berührende angeschlossenen Stützen. 17. II. 20. B 92 870.

Kl. 37 f, Gr. 8. 333 408. Carl Tuschscherer, Breslau, Gutenbergstraße 11. Flugzeughalle mit Toröffnungen von einer etwa der halben Breite oder Rumpflänge des Flugzeuges entsprechenden Lichtweite. 7. VII. 17. T 21 472.

Kl. 42 k, Gr. 20. 333 409. Francesco Figari, Genua; Vertreter: Dr. Döllner, Seiler und Maemecke, Patentanwälte, Berlin SW. 61. Vorrichtung zum Prüfen von Materialien auf Zug und Druck. 28. X. 19. F 45 503. Italien 29. III. 18.

Kl. 42 k, Gr. 20. 333 410. Fa. Louis Schopper, Leipzig, Bayersche Straße 77. Vorrichtung zur Zugfestigkeitsprüfung mittels Schlagpendels. 7. II. 20. Sch 57 474.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 3. Januar 1921.

Kl. 19 a, Gr. 29. S 52 336. Oskar Sattler, Braunschweig, Raabestraße 9. Spur- und Überhöhungsmesser. 23. II. 20.

BÜCHERBESPRECHUNGEN.

Wirklichkeitsblinde in Wissenschaft und Technik, Abwehr der unter diesem Titel erschienenen Streitschrift von A. Riedler und der Streitschrift „Theorie und Wirklichkeit bei Triebwerken und Bremsen" von St. Löffler von Eugen Meyer, Charlottenburg. 55 S. in 8°. Verlag von Julius Springer, Berlin 1920, Preis M. 6,—.

Der Außenstehende, der sich ohne allzu viel Zeitverlust in der bekannten Streitfrage der Charlottenburger Professoren ein Urteil bilden will, muß unbedingt beide Seiten anhören. Aus diesem Grund hat er auf das Erscheinen der vorliegenden Schrift geradezu gewartet; denn es durften die außergewöhnlichen Angriffe, die gegen die theoretische Wissenschaft an den Technischen Hochschulen im allgemeinen und gegen die Person des Professors Eugen Meyer im besonderen in den oben erwähnten Streitschriften von A. Riedler und St. Löffler erhoben worden sind, nicht ohne Antwort bleiben. Diese Antwort ist ihnen in der vorliegenden kleinen Schrift von Eugen Meyer in gebührendem Maße zu teil geworden. Außerordentlich wohltuend berührt hierin im Gegensatz zu den Schriften der Gegenpartei die reine Sachlichkeit und scharfe wissenschaftliche Begründung jeder einzelnen Behauptung. Eugen Meyer steht in allen seinen Behauptungen und Widerlegungen auf dem Boden der durch Experimente und logische Folgerungen begründeten Wissenschaft.

Daß es E. Meyer (siehe S. 20) ablehnt, sich mit Herrn A. Riedler in wissenschaftliche Erörterungen einzulassen, ist nach den angeführten Belegen begreiflich. Nur mit Herrn Löffler rechnet er wissenschaftlich ab, aber um so gründlicher, so daß auch der letzte Zweifler, der sich ehrlich um ein Urteil in diesem Streite bemüht, belehrt werden muß. Die offenkundigen Verstöße gegen die einfachsten Grundgesetze der Mechanik, die sich Herr Löffler in seinem Buch „Triebwerke und Bremsen" nach dem Urteil sämtlicher Gutachter zuschulden kommen läßt, werden klar hervorgehoben. Die neuen Vorstellungen über den Riementrieb, die Herr Löffler in dem genannten Buch im Gegensatz zu allen bisherigen Erfahrungen und Anschauungen entwickelt hat, indem er das Gleiten oder Schlüpfen des Riemens leugnet und statt dessen glaubt, den ganzen Reibungsvorgang mittelst der Vorstellung von „Oberflächenzähnen" darstellen zu können, werden von E. Meyer verschiedentlich, besonders augenfällig durch das in Nr. 11 der „Abwehr" angegebene, sehr treffende Zahlenbeispiel widerlegt. Wie wenig zutreffend die Behauptung des Herrn Löffler ist, daß seine Ausführungen durch die Versuche von Kammerer bestätigt seien, wird in Nr. 12 und Nr. 13 der „Abwehr" dargelegt, worin auch auf die Friederichschen Versuche eingegangen wird, die erneut die Haltlosigkeit der Löfflerschen Sätze beweisen. Die neueren Versuche haben durchaus die alte Grashofsche Theorie des Riementriebes bestätigt, von der Herr Löffler behauptet, daß sie allen praktischen Erfahrungen widerspreche.

Es würde hier zu weit führen, auf weitere Einzelheiten einzugehen und es kann nur jedem, der sich überhaupt mit der ganzen Streitfrage beschäftigt oder beschäftigen muß, dringend geraten werden, die kleine, klar und sicher geschriebene Schrift von Eugen Meyer eingehend durchzulesen. L. Föppl, Dresden.

Das Verfahren der Einflußlinien von Dr.-Ing. Th. Landsberg. 7. verbesserte und ergänzte Auflage, Berlin 1920, Ernst & Sohn. Preis geh. 24,— M, geb. 28,— M.

Das vorliegende Werkchen behandelt in der neuen Auflage in 2 Abschnitten die Einflußlinien statisch bestimmter und einfach statisch unbestimmter Tragwerke und bringt in einem 3. Abschnitt die Ableitung der Einflußlinien mit Hilfe der kinematischen Beziehungen am Fachwerk. Hierbei wird neben der allgemeinen Ableitung und der Theorie der Einflußlinien deren Anwendung gelehrt und die Darstellung der Einflußlinien für die Momente, Querkräfte und Stabkräfte der bekannteren statisch bestimmten und unbestimmten Systeme vorgeführt. Damit ist eine vollständige in sich geschlossene Abhandlung dieses wichtigen Gebietes der Statik der Baukonstruktionen entstanden, das ausführlich, klar und einfach geschrieben, sich zu den vielen alten Freunden namentlich unter den Studierenden der technischen Hochschule viele neue erwerben wird.

Für eine künftige Auflage sei bemerkt, daß in § 19 bei der Behandlung des durchgehenden Trägers auf 3 Stützen das Vorzeichen des Stützendruckes der Mittelstütze in Abhängigkeit zur Zeichnung gebracht werden muß, ferner die in Zeichnung und Schriftsatz irrtümliche Behandlung des Bogenträgers mit Zugband richtigzustellen und bei der Berechnung des Langerschen Trägers ein Hinweis auf den Umfang des Nennergliedes zu geben ist.

Das Buch kann auch in der neuen Auflage bestens empfohlen werden. Beyer.

S. Herzog (beratender Ingenieur). Vergesellschaftung industrieller Betriebe. Verlag Rascher & Co., Zürich 1919.

Die sittliche Stellung gegenüber wirtschaftspolitischen Problemen veranlaßt den Verf., die sozialethischen und sozialpsychologischen Voraussetzungen der Sozialisierung eingehender zu erörtern in Gedankengängen, die nichts Neues bieten, deren allgemeine Verbreitung aber bei Arbeitgebern und Arbeitnehmern zu wünschen bleibt (z. B.: „Arbeitgeber, die den Gewinn, zu dem die Arbeit anderer beitrug, für sich auch fürderhin allein in Anspruch nehmen, um ihre Zukunft zu sichern, dürfen nicht Anspruch erheben, als weitblickend zu gelten" usw. S. 37, vgl. auch S. 77). Teilweise (S. 52) werden auch sozialpsychologische Wirkungen einer Sozalisierung des Arbeitsverhältnisses besprochen, die aber doch nur eine Form, auch nur ein Ziel der Vergesellschaftung ist. Daß Verf. auf sie, z. B. bei seiner Empfehlung von Gewinnbeteiligung mit Grundlöhnen, oder bei seiner Erörterung der Bedeutung der Arbeitsfreude für das Arbeitsergebnis hinweist, oder bei einer Ablehnung des Herrensein-Wollens der Arbeiter infolge der Notwendigkeit der Ein- und Unterordnung, ohne den kein Betrieb aufrechterhalten werden kann, ist richtig. Aber über diesen und andern Empfehlungen demokratischer Ausgestaltung des Arbeitsverhältnisses (Mitbestimmung der Arbeitnehmer) kommen andere Probleme der Sozialisierung in dem gut geschriebenen, aber die technische Vorbildung des Verf. für die Behandlung der ebenso wichtigen Organisationsfrage nicht zur Geltung bringenden Büchleins (98 Seiten) zu kurz. Die Arten der Sozialisierung werden nicht genug analysiert und doch ist ohne deren begriffsmäßige, für die Volkswirtschaftspolitik unentbehrliche Gliederung keine Klarheit über den Inhalt eines Schlagwortes und einer Kollektivforderung erhältlich, die zunächst nur demagogisch erscheint. Ihr berechtigter Kern kann nur erkannt werden, wenn außer der einen Form der Sozialisierung, der Verstaatlichung, welche der Verf. unberechtigt mit Vergesellschaftung gleichgesetzt hat (z. B. S. 27), auch die anderen Formen beachtet werden. In gewissem Sinn muß die Vergesellschaftung sogar der Übertragung des Eigentums und der Betriebsleitung an öffentlich-rechtliche Zwangskörperschaften gegenübergestellt werden; oder ein gemeinsames Arbeiten dieser Korporationen mit privatem Unternehmertum in Gestalt der gemischtwirtschaftlichen Unternehmungen wird den berechtigten sozialen Forderungen zur Verwirklichung des Produktivitätszieles am besten dienen können. Daß gerade ein Ingenieur diese Zusammenhänge zwischen Steigerung der Produktivität (worunter bekanntlich nicht nur Produktionsvermehrung zu verstehen ist) und Vergesellschaftung nicht genügend untersucht, bleibt bedauerlich. Gerade technisch-wirtschaftliche Arbeit muß darauf hinlenken.

Prof. Gehrig.

Sechs Bücher vom Bauen, enthaltend eine Theorie des architektonischen Entwerfens, von Dr.-Ing. Friedr. Ostendorf†, Oberbaurat u. Professor an der Technischen Hochschule in Karlsruhe. Dritter Band: Die äußere Erscheinung der mehrräumigen Bauten. Bearbeitet von Sackur, Professor an der Technischen Hochschule zu Karlsruhe. Mit 270 Textabbildungen. Berlin 1920, Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn. Preis des Werkes: geheftet 43 M., gebunden 52 M zuzüglich Sortimenter-Teuerungszuschlag.

Der dritte Band Ostendorfs „Sechs Bücher vom Bauen", der soeben im Verlage von Ernst & Sohn, Berlin, erschienen ist, stellt sich würdig den bisher veröffentlichten an die Seite und ist ein weiteres Zeugnis dafür, welch großen Verlust die Künstlerschaft durch den Tod Ostendorfs erlitten hat, nicht nur aber die Künstlerschaft, sondern unsere ganze deutsche Kulturwelt.

Im dritten Band bespricht Ostendorf die mehrräumigen Bauten mit gleichartigen Räumen und die mehrräumigen Bauten mit verschiedenartigen Räumen und gibt zur Erläuterung seiner Gedanken eine große Menge von Beispielen und Gegenbeispielen, so daß seine Auffassung von der Kunst des Bauens klar und rein dem Leser vertraut wird.

An einzelnen Aussprüchen erkennt man die vornehme und hohe Gesinnung des Verfassers, und wenn er sagt: „Architekturentwerfen heißt Vorstellungen gestalten", so möchte man, daß diese Erkenntnis in die weitesten Kreise dringe. Ganz besonders aber muß es uns erquicken, wie er davon spricht, daß der „architektonische Entwurf bei der Auswahl der Bauplätze beginnt", was man laut und deutlich allen Behörden und Privaten in die Seele hämmern sollte. Den Nachdruck möchte ich aber auf die Behörden legen, die gerade auf diesem Gebiete in der modernen Zeit oft genug versagt haben. Schon hierbei gehört der Baukünstler in die erste Reihe, der auch dafür die entscheidende Stimme haben sollte, statt daß ganz andere Berufe dafür den Ausschlag gäben.

Ostendorfs Werk sollte in allen Bau- und Hochschulen richtunggebend werden, um auf diese Weise einen Nachwuchs zu erhalten, der dann so diszipliniert sei, wie die Baukünstler der vergangenen Zeiten, und jeder, der sich der Architektur widmen will, sollte sich einprägen, daß für gute Erfolge eine „gute architektonische Vorstellungsgabe nötig ist". Das körperliche Denken möchte überall verfolgt werden, unterstützt durch Herstellung von Modellen, damit die Baukunst der Zukunft sich von der „papiernen Architektur" der jüngsten Vergangenheit befreie.

Ostendorfs III. Band lag unvollständig vor, als er auf dem Felde der Ehre blieb. Die Fertigstellung übernahm Herr Professor Sackur, Karlsruhe, dem wir alle zu Dank verpflichtet sind, daß er in so vollendeter Weise und Hingebung es verstanden hat, dieses wertvolle Material uns zu erhalten und der Öffentlichkeit in so mustergültiger Form zu übergeben.

Alphons Schneegans, Ord. Prof. a. d. Techn. Hochschule Dresden.

Technisches Denken und Schaffen. Eine gemeinverständliche Einführung in die Technik. Von Prof. G. v. Hanffstengel. Zweite, durchges. Auflage. Mit 153 Textabb. Berlin 1920, Verlag von Julius Springer. Geb. M. 20,—.

Acht Monate nach Erscheinen der ersten Auflage liegt die zweite, in mancher Hinsicht erweiterte, vor. Allein dieser Umstand bezeugt schon genug, welche Bedeutung dem Hanffstengelschen Werke zukommt, welche Aufnahme es in allen Kreisen, die sich für technisches Denken und Arbeiten interessieren, gefunden hat. Und in der Tat wird nicht nur der junge wie der erfahrene Ingenieur das Buch mit Freude, Vorteil und Erbauung lesen, auch jeder Fernerstehende wird aus ihm einen weitgehenden und für die Fragen unserer Zeit so unbedingt notwendigen Einblick gewinnen können in die Gedankenarbeit und die Methoden technischer Berufe und ihrer Schöpfungen. Der Erfolg eines solchen Studiums wird für jeden um so größere Werte zeitigen, als sich der Verfasser freihält von jeder theoretisch-mathematischen Behandlung seiner Probleme und seine Ausführungen sogar für jeden vorwärtsstrebenden Arbeiter wohl verständlich sind.

Das Werk vermittelt einen ungeahnten Reichtum an technischen Ideen und wird somit für weitere Kreise ein wertvollster Produktionsfaktor werden können. Gerade in der Jetztzeit, in der die deutsche Welt, um ihren Wiederaufbau in die Wege zu leiten, technisches Denken und technische Ideen in hohem Grade notwendig hat, kommt das Hanffstengelsche Buch zu rechter Zeit. Möge es in weitere Kreise unseres Volkes dringen zu dessen Nutz und Frommen!

M. F.

Bericht über die XXII. Hauptversammlung des Deutschen Beton-Vereins (E. V.) am 23/24. Sept. 1919 in Nürnberg. Verlag Tonindustrie-Zeitung 1920.

Der Deutsche Betonverein versendet — wie alljährlich — seinen Hauptversammlungsbericht, und zwar von der Versammlung des Jahres 1919 in Nürnberg. Wenn der Bericht erst jetzt herausgekommen ist, so hat das naturgemäß seinen Grund in der Schwierigkeit seiner Drucklegung und den zurzeit obwaltenden Verhältnissen im Buch- und Papiergewerbe. Die Form ist die altbewährt vortreffliche, der Inhalt die Wiedergabe der einem jeden Teilnehmer an der Versammlung noch in bester und dauernder Erinnerung verbliebenen bedeutsamen Vorträge. Sie nunmehr, mit all den wertvollen Darlegungen in der Diskussion und der ein bleibendes Zeichen treuen vaterländischen Gedenkens und Strebens zum Wiederaufbau darstellenden Eröffnungsansprache des Vorsitzenden, schwarz auf weiß zu besitzen. ist für jeden Beton- und Eisenbetonfachmann eine Freude. Mit der Herausgabe dieses Berichts fügt der Deutsche Betonverein einen weiteren Baustein zu dem Werke, das er nunmehr seit fast 25 Jahren in hingebender Arbeit zum Wohle der deutschen technischen Wissenschaft und zur Vertiefung technischen Könnens errichtet.

M. F.

Baukonstruktionslehre. Von Joseph Erb. Dritte Auflage. Verlag: Polytechn. Verlagsgesellschaft Max Hittenkofer. Ladenpreis M 21,— + Ortszuschlag. 1920.

Das Buch soll in gedrängter Darstellung die in der bürgerlichen Baukunst am häufigsten wiederkehrenden Konstruktionen behandeln, auch den neueren Bauweisen auf diesem Gebiete Rechnung tragen. Behandelt werden: Mauern und Wände, Decken und Gewölbe, Träger und Stützen, Fußböden, Dächer, Vorbauten (Balkone usw.), Treppen, Türen und Fenster. Besondere an diese Elemente sich anschließende Abschnitte befassen sich mit dem Hausbau, Hausentwässerungen, Abortanlagen, mit Heizung und Lüftung, mit der Beleuchtung der Räume und endlich mit dem Blitzschutz der Gebäude. Es liegt auf der Hand, daß, wenn dieser ganze vielgestaltige Stoff auf 179 Seiten erledigt werden soll, nur das Allernotwendigste auf diesem Gebiete gegeben werden kann, zumal auch eine größere Anzahl in den Text eingefügter, an sich klarer und gut unterrichtender Abbildungen einen nicht unerheblichen Raum einnehmen. Immerhin ist aber das, was der Schüler von Baugewerkschulen braucht — und für solche ist das Lehrbuch verfaßt —, in ziemlicher Vollständigkeit behandelt., wenn auch von einer Vertiefung in den Stoff nicht gesprochen werden kann.

M. F.

Die billigste Bauweise der Gegenwart. Die Krone sparsamer Bauweise. Veröffentlichung der „Heimkultur" Wiesbaden, herausgegeben von Direktor E. Abigt und Baurat H. Heyn. Preis M 3,—, gebd. M 4,50.

In einem kleinen, durch klare Abbildungen, vielfach perspektivischer Art, ausgezeichneten Büchlein wird namentlich für Siedelungsbauten eine neue Bauart der Gesellschaft „Heimkultur" vorgeführt, die einmal in einer sehr zweckmäßigen Ausführung der Stampfarbeiten zur Herstellung von Mauern aus plastischer Masse, dann aber weiter in der Anwendung einer Lehmdraht-Betonbauweise sich zu erkennen gibt. Mit letzterer Bauart können Häuser mit Hilfe fertiger massiver oder hohler Quadern, in einer ebenso eigenartigen wie zweckmäßigen Weise hergestellt werden. Wegen der Einzelheiten dieser Bauart muß auf das lehrreiche Büchlein verwiesen werden, das allen Fachgenossen, die sich mit billigen neuzeitlichen Bauweisen befassen wollen oder müssen, bestens empfohlen sei.

M. F.

Kritik des Taylor-Systems. Von G. Frenz. VIII u. 113 S. in 8°. Berlin 1920. Verlag von J. Springer. M. 10,—.

Den Inhalt des Buches bildet eine Denkschrift über die künftige Entwicklung des Großmaschinenbaues; es erörtert alle Tagesfragen, über die auf diesem Sondergebiet die Meinungen heute noch auseinandergehen. In aktivistischer Folgerichtigkeit handelt es zuerst von der industriellen Gesamtorganisation; Rathenausche Zentralleitung wird abgelehnt in Betonung des an sich gesunden Grundsatzes, daß selbständige Bewegungsfreiheit für jeden Betriebsleiter nötig ist. Die Wirtschaftlichkeit mittelgroßer Fabriken, die leichter zu übersehen sind, wird unterstrichen, sowie die Schäden durch übertriebene und dauernde Spezialisierung der Arbeiter und Beamten in den großen Werken und durch mangelnde persönliche Fühlung, durch fortgeerbte Unzufriedenheit der Arbeiter und anerzogene Charakterschwäche der Angestellten. Bezüglich des Taylorsystems wird hauptsächlich bewiesen, daß Einrichtungen, wie sie für die Massenfabrikation passen mögen, im abwechslungsreichen Großmaschinenbau nicht unverändert benutzt werden können. Gute Vorbereitung und manchen anderen Grundsatz Taylors empfiehlt auch Frenz zur besseren Beachtung; vor schwerfälliger und kostspieliger Überorganisation warnt er. Die zweckmäßige Einrichtung einer deutschen Maschinenfabrik wird eingehend beschrieben, das richtige Zusammenarbeiten des Konstrukteurs mit der Werkstatt besprochen und 20 Regeln dafür zusammengestellt. Schließlich werden noch drei aktuelle Probleme behandelt: das richtige Arbeiten der Betriebsräte, die Ausbildung des Nachwuchses, und auch zu einer Erörterung der D. I.-Normen und der Werknormung wird die Gelegenheit benutzt.

Als Betriebsleiter in einer der ersten deutschen Maschinenfabriken kann der Verfasser sicher die Aufmerksamkeit der Fachleute verlangen, besonders in den Einzelheiten der Großmaschinenfabrikation. Daß gelegentlich eine allgemeinere Behauptung Kopfschütteln verursacht, wird den kritischen Leser weniger stören als die allgemeine Verschiedenheit des Inhalts von dem, was er nach dem Titel vielleicht erwartet hat.

Dr.-Ing. Max Mayer.

Freytag, †, Hilfsbuch für den Maschinenbau. 6. Auflage. XV u. 1186 S. in 8°. Julius Springer, Berlin 1920. Geb. Preis M 60,00.

Ein neuer Freytag, die 6. Auflage seit 1904! Ein technisches Hilfsbuch, das die 6. Auflage in anderthalb Dezennien erlebt, muß schon fest in der Gunst seiner Abnehmer wurzeln. Und tatsächlich war dieses Taschenbuch ein aus dem starken Bedürfnis heraus geborenes Werk, das sich in der breiten Schicht der Mittelschultechniker eingebürgert hat, wie wenige andere. Einerseits berücksichtigt es die theoretischen Entwicklungen in ausreichendem Maße und unterscheidet sich dadurch von den kalenderartig gehaltenen Zusammenstellungen, anderseits weist es die nötige Beschränkung auf, die es auch heute noch den Technikern erschwinglich erscheinen läßt und ohne die es unhandlich werden würde. Dem Leserkreis angepaßt ist die theoretische Entwicklung jeweils bei den Ausführungen selbst gebracht, so daß langes Suchen vermieden wird und dem Leser sich stets ein volles Bild der Elemente und Hilfsmaschinen bietet. Die reiche Mannigfaltigkeit der Arbeitsgebiete hat unter der gedrängten Form nicht gelitten und ist von Auflage zu Auflage erweitert worden. Den Fortschritt darin erkennt man am besten durch Vergleich mit den früheren Ausgaben. Vor mir liegt die 4. Auflage: Gegenüber dieser sind neu aufgenommen Abschnitte über Rollenlager, deutsche Industrienormen für Gewinde, Rückkühlanlagen, Abdampf- und Zwischendampfverwertung, Dampfkesselfeuerungen, Speisewasservorwärmer und Dampfüberhitzer, Mammutpumpe, hydraulische Kompressoren, Kältemaschinen, Werkzeugmaschinen, Elektrizitätszähler und elektrische Heizung und Schweißung und endlich Eisenbau an Stelle von den wichtigsten Hochbaukonstruktionen; neu bearbeitet (vollständig oder teilweise) sind eine ganze Reihe der wichtigeren Abschnitte, besonders Verzahnungsverhältnisse, Mechanik der Gase und des Wasserdampfes, Verhalten des Dampfes in der Dampfmaschine (Leistung der verlustfreien Dampfmaschine, thermischer und indizierter Wirkungsgrad, Vergleichsprozesse) — die Grundlagen der so belangreichen Thermodynamik —, Steuerungen, Kondensationshilfsmaschinen, Bauvorschriften für Landdampfkessel und Normen für Leistungsversuche an Kesseln und Dampfmaschinen, Verbrennungsmotoren, Grundlehren der tropfbar flüssigen Körper, Wassermotoren. Dafür sind minder wichtige und überholte Kapitel mit Recht weggelassen worden. Aus diesen Angaben sieht man, wie der kurz vor dem Erscheinen der neusten Auflage verstorbene Herausgeber bemüht war, sein Werk ständig auf neuzeitlicher Höhe zu erhalten. Der Platzersparnis ist weitestgehend Rechnung getragen worden durch Zusammenziehung im Text, durch Verkleinerung der Abbildungen. Trotzdem kommen neuere Anschauungsweisen und Erfahrungen überall zur Geltung. Es fällt mir nur auf, daß die elektrische Beleuchtung kürzer als früher behandelt worden ist. Nach dem hier Gegebenen werden junge Maschinentechniker kaum eine zeitgemäße Beleuchtungsanlage schaffen können, die den technischen Anforderungen an Lichtverteilung und Wirtschaftlichkeit entspricht. Hier möchte in künftigen Neuauflagen Abhilfe geschaffen werden.

Das Buch kann wie seine Vorgänger bestens empfohlen werden. Auch dem Bauingenieur wird das Hilfsbuch öfters eine gute Stütze sein, besonders wenn er maschinentechnische Bauteile zu bearbeiten hat. Möge dem Werk der alte Erfolg beschieden sein!

Wentzel, Paunsdorf b. Leipzig.

Für die Schriftleitung verantwortlich: Geheimrat Dr.-Ing. E. h. M. Foerster, Dresden. — Verlag von Julius Springer in Berlin W.
Druck von H. S. Hermann & Co., Berlin SW 19, Beuthstrasse 8.

DER BAUINGENIEUR

2. Jahrgang | 15. März 1921 | Heft 5

ANREGUNGEN FÜR KOSTENVERGLEICHE VON EISENSCHUTZANSTRICHEN IM HOCH- UND BRÜCKENBAU [1].

Von Ingenieur Leopold Herzka, Wien.

Für die Herstellung eines allen Anforderungen der Theorie und Praxis voll entsprechenden Gesamtanstriches auf Eisen gelten folgende Grundsätze [2]:

a) Gründliche Entrostung der zu streichenden Fläche und zwar, wenn nur irgendwie tunlich, unter Benutzung des Sandstrahlgebläses,
b) Aufbringung eines rostverhütenden Grundanstriches,
c) Herstellung eines guten und dauerhaften Deckanstriches; die Notwendigkeit weiterer Deckanstriche ist fallweise festzustellen.

Durch Erfüllung dieser drei Bedingungen ist eine ausreichende Sicherung des Eisens gegen vorzeitige Zerstörung durch Rostangriff gewährleistet.

Es erübrigt nunmehr die Beurteilung der Kostenfrage vom Standpunkte der Ökonomie; sie wurde bisher in der Praxis recht stiefmütterlich behandelt und in der Literatur kaum erst angeregt [3].

Im folgenden soll daher versucht werden, die Richtlinien anzugeben, die es ermöglichen, unter den zahlreichen, im übrigen anstrichtechnisch gleichwertigen Farben gerade jene auszuwählen, welche infolge ihrer besonderen Eigenschaften die wirtschaftlich beste Lösung ergeben.

Von Bedeutung für die Beurteilung eines Gesamtanstrichs vom Standpunkt der Wirtschaftlichkeit ist vor allem die Kenntnis seiner Haltbarkeit; je längere Zeit (n Jahre) ein Anstrich einer Erneuerung oder Ausbesserung nicht bedarf, desto geringer wird der auf ein Jahr reduzierte Kostenaufwand K sein.

Die totale Anstrichherstellung setzt sich nun zusammen aus der Entrostung, dem Grund- und dem ein- oder mehrmaligen Deckanstrich. Zur Ermittlung der hierfür erforderlichen Kosten müssen neben reicher Erfahrung auch noch gewisse Daten zur Verfügung stehen, die nur auf Grundlage planmäßig vorbereiteter und durchgeführter Versuche gewonnen werden können.

Allgemein darf man für die Kosten schreiben (siehe auch die unter Anmerkung 3 genannten Aufsätze):

$$K = R + \sum G + \sum D + C$$

darin bedeuten:

$$R = \frac{E}{n_0}$$

die auf ein Jahr bezogenen Auslagen für die Reinigung, bzw. Entrostung des Eisens;

$$G = \frac{1}{n}\left(\frac{g \cdot k}{e} + s\right), \text{ usw.},$$

$$D = \frac{1}{n'}\left(\frac{g' \cdot k'}{e'} + s'\right), \text{ usw.},$$

die auf ein Jahr zurückgeführten Kosten für den ersten, zweiten usw. Grund- bzw. Deckanstrich.

C ist ein Festwert, in den man mit Vorteil alle jene Unkosten einbeziehen wird, welche bei vergleichenden Kostenüberschlägen unverändert bleiben, also z. B. die Ausgaben für Anschaffungen, Einrichtungen, die Unfall- und Krankenversicherungen, die verschiedenen anderen Regien usw. Beim Kostenvergleiche wird daher — da die gegeneinander abzuwägenden Kostensummen sich stets nur auf ein und dasselbe Objekt beziehen — der Festwert C aus der Rechnung fallen. Der auf die Flächeneinheit (m^2) bezogene Wert E hängt vom Verrostungsgrade ab, ferner ob ungestrichenes oder mit Farben behaftetes Eisen zu reinigen ist, von der Konstruktionsart des Objektes, also ob es sich um kleinere oder größere zusammenhängende Flächen handelt, endlich von der Vollkommenheit der anzuwendenden technischen Hilfsmittel für die Entrostung selbst. Wenn zur Abschätzung von E brauchbares Versuchsmaterial nicht vorliegt, muß dessen Größe durch fallweise anzustellende Vorversuche unbedingt ermittelt werden.

Die Ausdrücke G und D stellen die mathematische Verknüpfung der kennzeichnendsten Eigenschaften der Anstrichfarben dar und mögen als „Qualitätszahl" oder „Güte zahl" einer Farbe angesprochen werden. Im besonderen gibt „g" das spezifische Gewicht der Farbe an und „e" ihre Ergiebigkeit, d. i. jene Farbenmenge, die zum Bestreichen einer Flächeneinheit gerade ausreicht; sind nun „k" die Kosten der Raumeinheit einer Farbe, so stellt ersichtlich das erste Klammerglied $\frac{g\,k}{e}$ die reinen Farbenkosten für die gestrichene Flächeneinheit dar; „s" ist der Lohnaufwand für die Aufbringung einer Farbenlage und ist von der Streichfähigkeit der Farbe abhängig, d. h. „s" wird um so kleiner ausfallen, je leichter sich eine Farbe streichen oder verreiben läßt. „s" steht auch im engsten Zusammenhange mit der Streichtemperatur und wird mit deren Zunahme kleiner. Man überzeugt sich leicht, daß die Farbenkosten $\frac{g\,k}{e}$ gegenüber den Löhnen E und s klein sind, so daß man daher bei der Wahl der Farbe sich nicht von ihrem Preise, sondern von ihrer Güte und Haltbarkeit wird leiten lassen müssen.

Man erkennt, daß jedem einzelnen Farbenauftrag, dem stets ein voller Arbeitsgang entspricht, ein Klammerausdruck $\left(\frac{g\,k}{e} + s\right)$ zugeordnet ist; sein Wert ist aber nicht nur von der Farbenmarke allein abhängig, sondern — bei derselben Farbe — auch davon, ob sie direkt auf Eisen oder schon auf eine bereits vorhandene Farbenschicht aufgestrichen wird; im ersten Falle wird beispielsweise der Verschleiß an Farbe größer sein, da ein Teil derselben zur Ausfüllung der Unebenheiten im Eisen Verwendung findet; auch ist erwiesen, daß „s" kleiner, also die Streichfähigkeit größer ausfällt, wenn es sich um die Behandlung einer bereits gestrichenen Fläche handelt. Sache umfassender Versuche, denen sich Farbenlieferanten doch nie entziehen sollten, ist es nun, die Gütezahl einzelner Farben unter den verschiedensten in der

[1]) Entnommen dem in Kürze im Buchhandel erscheinenden Werke „Wesen, Mittel und Wege des Eisenschutzes".

[2]) Ing. L. Herzka: „Zur Frage eines wirksamen und wirtschaftlichen Eisenschutzes." Der Eisenbau 1920, H. 22.

[3]) Ing. L. Herzka: „Über mittelbaren und unmittelbaren Rostschutz mit besonderer Berücksichtigung der rostverhütenden Anstriche nach Dr. Liebreich". Der Eisenbau 1915, H. 9. — Ing. O Reymann: „Anregungen über Entrostung und Anstrich von Eisentragswerken". Der Eisenbau 1916, H. 2.

Praxis möglichen Verhältnissen festzulegen, um hernach die gewonnenen Zahlen zu vergleichen und so zu einem Schlusse hinsichtlich der anzuwendenden Farben zu gelangen. Ebenso zweckmäßig wie erwünscht wäre es daher, wenn jedem Angebote ein amtliches Zeugnis über diejenigen Farbeneigenschaften beiliegen würde, deren Kenntnis zur Bestimmung der Gütezahl unbedingt notwendig erscheint.

Wieviel Anstriche notwendig sind, muß fallweise entschieden werden; beim Grundanstrich mit rostverhütenden Eigenschaften genügt eine Lage; bei Deckanstrichen, denen die Aufgabe zufällt, den Grundanstrich gegen die verschiedenartigsten äußeren Einflüsse zu sichern, wird man je nach ihrer Zusammensetzung und Deckkraft — welche Eigenschaft man wohl als Maßstab der Abschließungsfähigkeit einer Farbhaut gegen Außeneinwirkungen ansprechen könnte — mit einem einfachen, doppelten oder gar dreifachen Überzug zu rechnen haben.

Der Anstrich als solcher kann entweder dadurch zerstört werden, daß der Grundanstrich bei eingetretener Unterrostung schadhaft wird und sodann den Deckanstrich durchbricht. Die Zerstörung geht von innen nach außen; oder aber es geht der Deckanstrich zugrunde, in welchem Falle bei nicht rechtzeitiger Erneuerung desselben der Zerstörungsprozeß den umgekehrten Weg von außen nach innen nimmt.

Aus dieser wichtigen, bisher noch wenig gewürdigten Auseinanderhaltung der inneren und äußeren Zerstörungsursachen von Anstrichsdecken folgt zwangläufig, daß die Dauer eines totalen Anstriches sich nicht einfach aus jener der einzelnen Farbenlagen ableiten läßt, sondern daß die Dauerhaftigkeit sich auch als Funktion der verschiedenartigsten Einwirkungen, denen ein Anstrich unterliegt, darstellt und daß daher ihr Wert durch jedem Fall besonders angepaßte Versuche bestimmt werden müßte. Immerhin gestatten die vorstehenden Überlegungen die Ableitung einzelner wichtigen Schlüsse.

Insolange die Wirksamkeit eines rostverhütenden Grundanstriches anhält, ist Unterrostung nicht zu befürchten. Die Dauer der Erhaltung einer rostfreien Eisenfläche ist daher vom theoretischen Standpunkte aus ebenso groß anzunehmen als die Dauer des Grundanstriches, also $n_0 = n$; dann aber hat es keinen weiteren Sinn, Deckanstriche mit einer größeren Haltbarkeit als $n' = n$ zu erzeugen, woraus folgt, daß beim Zutreffen der eben gemachten Voraussetzungen die Beziehung $n_0 = n = n'$ bestehen muß. Ist $n' < n$, d. h. wird angenommen, daß der Deckanstrich vorzeitig schadhaft wird, dann muß er gleich nach konstatierter Schadhaftigkeit erneuert werden, weil sonst der Zerstörungsprozeß von außen nach innen greift, der bloßgelegte Grundanstrich durch die nunmehr unmittelbar einwirkenden äußeren Einflüsse in kürzester Zeit zerfällt, und sonach der Rostprozeß von außen einsetzt. Besteht aber $n' > n$, so wird eingetretene Unterrostung vorausgesetzt, vorerst der Grundanstrich durchbrochen und im weiteren Verlaufe der Deckanstrich ohne Rücksicht auf seine Güte mitgerissen.

Es fragt sich nun, in welchem Verhältnis die einzelnen Dauerhaftigkeiten n, n' zueinander stehen sollen; ist n' nur wenig kleiner als n, d. h. wird der Deckanstrich nur kurze Zeit früher schadhaft als der Grundanstrich — der nach n Jahren seine Eigenschaft, rostverhütend zu wirken, eingebüßt hat —, so ist damit ein bequemes äußeres Hilfsmittel gefunden, wann bzw. daß der ganze Anstrich einer Erneuerung bedarf; hierbei wird es sich voraussetzungsgemäß weniger um eine Entrostung als vielmehr um eine Beseitigung der Farbenreste handeln. Ist aber n' etwas größer als n, so wird bei festgestellter Schadhaftigkeit des Deckanstriches auch schon mit dem Bestehen von Rostansätzen am Eisen zu rechnen sein, was doch verhütet werden soll. Am zutreffensten wäre es, $n = n'$ zu machen, weil in diesem Falle eine vollkommene Ausnutzung der einzelnen Farbenanlagen möglich wäre; da aber diese Forderung nur schwer zu erfüllen ein dürfte, sollte wenigstens angestrebt werden, daß $n' \leqq n$ s wird.

Aus den oben abgeleiteten Schlüssen erkennt man, daß der neuzeitlichen Farbentechnik noch ebenso schwierige als dankbare Aufgaben harren; ihnen näherzutreten erscheint mir um so zwingender, als nur durch deren Lösung die Möglichkeit gegeben ist, an Volksvermögen zu sparen und nutzlose Arbeit zu verhindern.

ÜBERDECKUNG QUADRATISCHER UND RECHTECKIGER RÄUME.

Von Dr.-Ing. Ernst Wiesner, Breslau.

Dieser in der Praxis oft vorkommende Fall, wo die Decke durch Balken, Unterzüge und Stützen aufgenommen wird, enthält in der Berechnung insofern Unrichtigkeiten, als auf eine elastische Auflagerung der Deckenbalken keine Rücksicht genommen wird. Es soll in den folgenden Zeilen gezeigt werden, wann und inwieweit eine solche Auflagerung in Betracht zu ziehen ist.

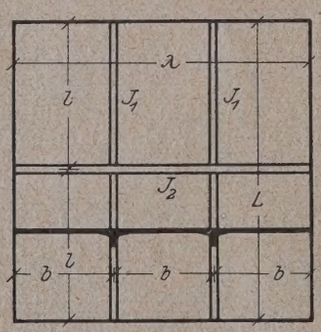


Abb. 1.

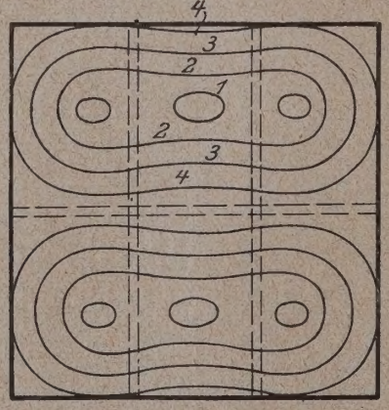


Abb. 2a.

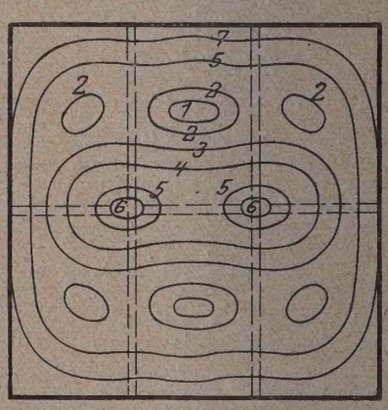


Abb. 2a.

1. Beispiel. Ein rechteckiger Raum, Abb. 1, ist durch eine Decke mit 2 Balken mit dem Trägheitsmoment J_1 und 1 Unterzuge J_2 überspannt. Die Deckenbalken belasten den Unterzug bei totaler Belastung q t/m mit X.

Wäre der Unterzug nicht elastisch, $J_2 = \infty$, so ist X $= \frac{5}{4}$ q l, die Auflagerkraft des durchlaufenden Balkens über 2 Felder. Ist der Unterzug elastisch, $J_2 < \infty$, so vollzieht sich die Durchbiegung von Balken und Unterzug nach Abb. 2

derart, daß beide am Kreuzungspunkte dieselbe Durchbiegung aufweisen, die elastische Fläche hat also am Unterzug eine Tiefenlinie.

Zur Ermittlung der statisch unbestimmten Auflagerkraft X führt am schnellsten folgender Weg zum Ziel[1]): Denkt man sich Deckenbalken und Unterzug längs der zugehörigen Druckplatten aufgeschnitten, so daß die Kreuzungsstellen gelöst sind und beide sich als einzelne Träger durchbiegen können, so entfernt sich der Balken bei totaler Belastung um die Durchbiegung δ_1. Damit beide wieder in gleiche Höhe kommen, muß eine Kraft X an der Kreuzungsstelle den Balken um ein gewisses Maß heben, den Unterzug senken. Mathematisch ausgedrückt, Abb. 3:

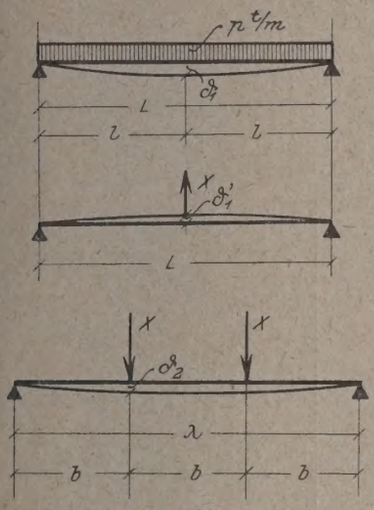


Abb. 3.

$$\delta_1 = \delta_1' + \delta_2 \quad \ldots \quad (1$$

Totale Belastung:

$$\delta_1 = \frac{5}{384} \cdot \frac{q L^4}{E J_1}$$

Einzellast X in Trägermitte:

$$\delta_1' = X \frac{L^3}{48 E J_1}$$

Einzellast X symmetrisch im Abstande b:

$$\delta_2 = X \frac{b^2}{6 E J_2} (3\lambda - 4b)$$

daraus

$$\frac{5}{384} \cdot \frac{q L^4}{E J_1} = X \frac{L^3}{48 E J_1} + X \frac{b^2}{6 E J_2} (3\lambda - 4b)$$

$$X = \frac{\frac{5}{384} \cdot \frac{q L^4}{E J_1}}{\frac{L^3}{48 E J_1} + \frac{b^2}{6 E J_2} (3\lambda + 4b)} = \frac{\frac{5}{64} q L}{1 + \frac{b^2 (3\lambda - 4b)}{L^3} \cdot \frac{J_1}{J_2}}$$

für $L = 2l$, $b = \frac{\lambda}{3}$:

$$X = \frac{\frac{5}{4} q l}{1 + \frac{5}{27} \cdot \left(\frac{\lambda}{L}\right)^3 \cdot \frac{J_1}{J_2}} \quad \ldots \quad (2$$

für quadratische Räume $\left(\frac{\lambda}{L}\right) = 1$:

$$X = \frac{\frac{5}{4} q l}{1 + \frac{5}{27} \cdot \frac{J_1}{J_2}} \quad \ldots \quad (3$$

Ist X gefunden, so ist bei totaler Belastung die Auflagerkraft A:

$$A = q l - \frac{X}{2},$$

das größte Feldmoment $\mathfrak{M}$:

$$\mathfrak{M}_{max} = \frac{A^2}{2q},$$

das größte Stützmoment M:

$$M = A l - \frac{q l^2}{2}.$$

Folgende Belastungsfälle ergeben die Größtwerte:

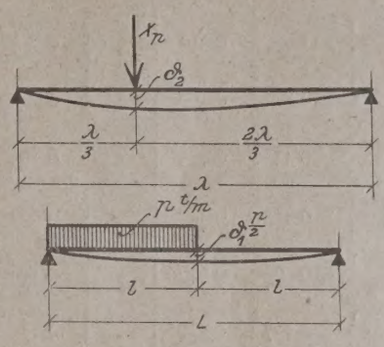


Abb. 4.

a) Totale Belastung aller Felder für X_{max} und M_{max}.

b) Halbseitige Belastung eines Deckenbalkens für A_{max} und $\mathfrak{M}_{max}$.

c) Zum Vergleich sind noch die Feldmomente bei halbseitiger Belastung beider Deckenbalken angeführt.

Die Ergebnisse sind in Tabellen zusammengestellt.

A. Für quadratische Räume.

Belastungsfall a.

Tabelle I für totale Belastung (Belastungsfall a).

$\frac{J_1}{J_2} = \alpha$	X	q l	A	q l	$\mathfrak{M}$	q l²	M	q l²	Anmerkung
$\frac{1}{1} = 1$	1,055	„	0,472	„	$0{,}110 = \frac{1}{9{,}1}$	„	$-0{,}028 = -\frac{1}{36}$	„	
$\frac{1}{2} = 0{,}5$	1,145	„	0,427	„	$0{,}091 = \frac{1}{11}$	„	$-0{,}073 = -\frac{1}{14}$	„	
$\frac{1}{3} = 0{,}33$	1,180	„	0,410	„	$0{,}084 = \frac{1}{12}$	„	$-0{,}090 = -\frac{1}{11}$	„	
$\frac{1}{4} = 0{,}25$	1,200	„	0,400	„	$0{,}080 = \frac{1}{12{,}5}$	„	$-0{,}100 = -\frac{1}{10}$	„	
$\frac{1}{5} = 0{,}20$	1,220	„	0,395	„	$0{,}077 = \frac{1}{13}$	„	$-0{,}105 = -\frac{1}{9{,}5}$	„	
$\frac{1}{6} = 0{,}167$	1,240	„	0,380	„	$0{,}072 = \frac{1}{14}$	„	$-0{,}120 = -\frac{1}{8{,}4}$	„	
$\frac{1}{\infty} = 0$	1,250	„	0,375	„	$0{,}070 = \frac{1}{14{,}3}$	„	$-0{,}125 = -\frac{1}{8}$	„	Gültigkeit für die Clapeyronsche Gleichung ohne Stützensenkung.

Belastungsfall b.

Von der Bedingungsgleichung (1) ändert sich δ_1 und δ_2, die Durchbiegungen des Balkens bzw. Unterzuges am Kreuzungsorte (Abb. 4).

$$\delta_1^{\frac{p}{2}} = \frac{1}{2} \delta_1 = \frac{1}{2} \cdot \frac{5}{384} \cdot \frac{p L^4}{E J_1}$$

$$\delta_2^{\frac{p}{2}} = X_p \frac{\left(\frac{\lambda}{3}\right)^2 \left(\lambda - \frac{\lambda}{3}\right)^2}{3 E J_2 \lambda} = \frac{4}{243} \cdot \frac{\lambda^3}{E J_2} X_p$$

[1]) Friedrich Hartmann, Dr.-Ing. o. ö. Prof., Die stat. unbestimmten Systeme des Eisen- und Eisenbetonbaues.

$$\frac{5}{2\cdot 384}\cdot\frac{q\,L^4}{E\,J_1}=X_p\frac{L^3}{48\,E\,J_1}+X_p\frac{4}{243}\cdot\frac{\lambda^3}{E\,J_2}$$

$$\frac{5}{256}qL=X_p\left[\frac{1}{16}+\frac{4}{81}\left(\frac{\lambda}{L}\right)^3\frac{J_1}{J_2}\right],$$

daraus

$$X_p=\frac{\frac{5}{256}qL}{\frac{1}{16}+\frac{4}{81}\left(\frac{\lambda}{L}\right)^3\frac{J_1}{J_2}},$$

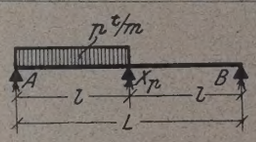
für $L=2l$:

$$X_p=\frac{\frac{5}{8}ql}{1+\frac{64}{81}\left(\frac{\lambda}{L}\right)^3\frac{J_1}{J_2}} \quad \ldots\ldots\ldots (4$$

für quadratische Räume $\lambda=L$:

$$X_p=\frac{\frac{5}{8}pl}{1+\frac{64}{81}\cdot\frac{J_1}{J_2}} \quad \ldots\ldots\ldots (5$$

Tabelle II der größten Feldmomente (Belastungsfall b).

$\frac{J_1}{J_2}=\alpha$	X_p	pl	A	pl	B	ql	$\mathfrak{M}_{max}$	pl^2	$M_{\frac{1}{2}}$	pl^2	Anmerkung
$\frac{1}{1}=1$	0,350	„	0,575	„	+0,075	„	$0,169=\frac{1}{6,1}$	„	+0,037	„	
$\frac{1}{2}=0,5$	0,450	„	0,525	„	+0,025	„	$0,137=\frac{1}{7,3}$	„	+0,012	„	
$\frac{1}{3}=0,33$	0,495	„	0,503	„	+0,003	„	$0,125=\frac{1}{8}$	„	+0,002	„	
$\frac{1}{4}=0,25$	0,520	„	0,490	„	−0,010	„	$0,120=\frac{1}{8,3}$	„	−0,005	„	
$\frac{1}{5}=0,20$	0,540	„	0,480	„	−0,020	„	$0,115=\frac{1}{8,7}$	„	−0,010	„	
$\frac{1}{6}=0,167$	0,550	„	0,475	„	−0,025	„	$0,113=\frac{1}{8,9}$	„	−0,013	„	
$\frac{1}{\infty}=0$	0,625	„	0,438	„	−0,062	„	$0,095=\frac{1}{10,4}$	„	−0,031	„	

$A=\frac{3}{4}pl-\frac{X}{2}$

$B=\frac{1}{4}pl-\frac{X}{2}$

Größtes Feldmoment

$\mathfrak{M}_{max}=\frac{A^2}{2q}$

Kleinstes Feldmoment

in $\frac{l}{2}$ $\mathfrak{M}_{mjn}=B\frac{l}{2}$

Belastungsfall c.

Von der Bedingungsgleichung (1) ändert sich nur δ_1:

$$\delta_1=\frac{1}{2}\cdot\frac{5}{384}\cdot\frac{p\,L^4}{E\,J_1}.$$

Darnach ist X_p gleich dem halben Werte bei Belastungsfall a Dieser Belastungsfall c ergibt die $\mathfrak{M}_{minmin}$.

Gegenüber Tabelle II tritt $\mathfrak{M}_{max}$ bei Belastungsfall b, $\mathfrak{M}_{min}$ bei Fall c auf.

Beim Zusammenwirken von Eigengewicht und Nutzlast $(g+p)=q$ gibt die absoluten Größtwerte von X, A, B, $\mathfrak{M}$ u. M Tabelle IV.

Tabelle III für $\mathfrak{M}_{min}$ (Belastungsfall c).

$\frac{J_1}{J_2}=\alpha$	X	pl	A	pl	B	pl	$+\mathfrak{M}_{max}$	pl^2	$\mathfrak{M}_{min}$	pl^2	Anmerkung
$\frac{1}{1}=1$	0,526	„	0,487	„	−0,013	„	$0,118=\frac{1}{8,5}$	„	−0,007	„	$A=\frac{3}{4}pl-\frac{X}{2}$
$\frac{1}{2}=0,5$	0,572	„	0,464	„	−0,036	„	$0,106=\frac{1}{9,5}$	„	−0,018	„	$B=\frac{1}{4}pl-\frac{X}{2}$
$\frac{1}{3}=0,33$	0,590	„	0,455	„	−0,045	„	$0,102=\frac{1}{9,8}$	„	−0,023	„	$\mathfrak{M}_{max}=\frac{A^2}{2p}$
$\frac{1}{4}=0,25$	0,600	„	0,445	„	−0,050	„	$0,100=\frac{1}{10}$	„	−0,025	„	$\mathfrak{M}_{min}=B\cdot\frac{1}{2}\cdot$
$\frac{1}{5}=0,20$	0,612	„	0,442	„	−0,055	„	$0,098=\frac{1}{10,2}$	„	−0,028	„	
$\frac{1}{6}=0,167$	0,620	„	0,440	„	−0,060	„	$0,098=\frac{1}{10,3}$	„	−0,030	„	
$\frac{1}{\infty}=0$	0,625	„	0,438	„	−0,062	„	$0,095=\frac{1}{10,4}$	„	−0,031	„	

B. Für rechteckige Räume.

Nun soll die Änderung der Größen X, $\mathfrak{M}$ und M bei wachsendem Verhältnis $\beta=\frac{\lambda}{L}$ gezeigt werden, also bei Überdeckung rechteckiger Räume. X erhält man rasch aus den Gleichungen (2) und (4) durch Einsetzen von $\frac{\lambda}{L}=\beta=1,1$ bis 1,5. $\beta>1,5$ wird selten auftreten, da dann der Unterzug gestützt wird. Die Ergebnisse sind in den Tabellen V bis VII zusammengetragen.

Tabelle IV.

$\frac{J_1}{J_2}=\alpha$	X	q l	$A_{max}=$ a	g l	b	p l	B_{min} c	g l	d	p l	$\mathfrak{M}_{max}$ e	g l²	f	p l²	$\mathfrak{M}_{min}$ i	g l²	m	p l²	M_{max}	q l²	Anmerkung
$\frac{1}{1}=1$	1,055	„	0,472	„	0,575	„	0,472	„	−0,013	„	0,110	„	0,165	„	0,236	„	−0,006	„	−0,028	„	$A=(a\,g+b\,p)l$
$\frac{1}{2}=0{,}5$	1,145	„	0,427	„	0,525	„	0,427	„	−0,036	„	0,091	„	0,137	„	0,213	„	−0,018	„	−0,073	„	$B=(c\,g+d\,p)l$
$\frac{1}{3}=0{,}33$	1,185	„	0,410	„	0,503	„	0,410	„	−0,045	„	0,084	„	0,125	„	0,205	„	−0,023	„	−0,090	„	$M_{max}=(e\,g+f\,p)l^2$
$\frac{1}{4}=0{,}25$	1,200	„	0,400	„	0,490	„	0,400	„	−0,050	„	0,080	„	0,120	„	0,200	„	−0,025	„	−0,100	„	$M_{min}=(i\,g+m\,p)l^2$
$\frac{1}{5}=0{,}20$	1,220	„	0,395	„	0,480	„	0,395	„	−0,055	„	0,077	„	0,115	„	0,197	„	−0,028	„	−0,105	„	
$\frac{1}{6}=0{,}167$	1,210	„	0,390	„	0,480	„	0,390	„	−0,057	„	0,075	„	0,110	„	0,190	„	−0,029	„	−0,108	„	
$\frac{1}{\infty}=0$	1,250	„	0,375	„	0,480	„	0,375	„	−0,062	„	0,070	„	0,096	„	0,187	„	−0,031	„	−0,125	„	

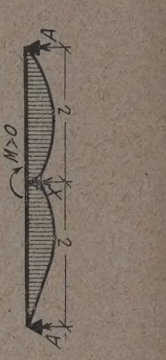
Tabelle V für X (Belastungsfall a).

$\beta=\frac{\lambda}{L}=\frac{J_1}{J_2}=\alpha$	1,1	q l	1,2	q l	1,3	q l	1,4	q l	1,5	q l	Anmerkung
$\frac{1}{1}=1$	1,000	„	0,950	„	0,890	„	0,830	„	0,770	„	Bei halbseitiger Belastung beider Deckenbalken ist X_p gleich den halben hier angeführten Werten.
$\frac{1}{2}=0{,}5$	1,110	„	1,080	„	1,040	„	1,000	„	0,960	„	
$\frac{1}{3}=0{,}33$	1,155	„	1,130	„	1,100	„	1,070	„	1,035	„	
$\frac{1}{4}=0{,}25$	1,178	„	1,160	„	1,130	„	1,110	„	1,080	„	
$\frac{1}{5}=0{,}20$	1,190	„	1,175	„	1,160	„	1,130	„	1,110	„	
$\frac{1}{6}=0{,}167$	1,200	„	1,188	„	1,172	„	1,152	„	1,132	„	
$\frac{1}{\infty}=0$	1,250	„	1,250	„	1,250	„	1,250	„	1,250	„	

Tabelle VI für $\mathfrak{M}_{max}$ bei Belastungsfall a bzw. b.

$\beta=\frac{\lambda}{L}=\frac{J_1}{J_2}=\alpha$	1,1 a	g l²	b	p l²	1,2 a	g l²	b	p l²	1,3 a	g l²	b	p l²	1,4 a	g l²	b	p l²	1,5 a	g l²	b	p l²
$\frac{1}{1}=1$	0,125	„	0,180	„	0,138	„	0,190	„	0,160	„	0,200	„	0,172	„	0,220	„	0,190	„	0,228	„
$\frac{1}{2}=0{,}50$	0,099	„	0,150	„	0,096	„	0,160	„	0,115	„	0,170	„	0,125	„	0,190	„	0,135	„	0,200	„
$\frac{1}{3}=0{,}33$	0,089	„	0,133	„	0,095	„	0,142	„	0,102	„	0,156	„	0,108	„	0,172	„	0,117	„	0,183	„
$\frac{1}{4}=0{,}25$	0,084	„	0,125	„	0,088	„	0,134	„	0,095	„	0,142	„	0,099	„	0,160	„	0,106	„	0,168	„
$\frac{1}{5}=0{,}20$	0,082	„	0,120	„	0,085	„	0,126	„	0,088	„	0,134	„	0,095	„	0,150	„	0,099	„	0,158	„
$\frac{1}{6}=0{,}167$	0,080	„	0,116	„	0,082	„	0,121	„	0,086	„	0,128	„	0,090	„	0,143	„	0,095	„	0,150	„
$\frac{1}{\infty}=0$	0,070	„	0,096	„	0,070	„	0,096	„	0,070	„	0,096	„	0,070	„	0,096	„	0,070	„	0,096	„

Tabelle VII für M_{max}, Belastungsfall a.

$\beta = \frac{\lambda}{L} = \frac{J_1}{J_2} = \alpha$	1,1	$q l^2$	1,2	$q l^2$	1,3	$q l^2$	1,4	$q l^2$	1,5	$q l^2$	Anmerkung
$\frac{I}{I} = 1$	± 0,0	„	+ 0,025	„	+ 0,055	„	+ 0,085	„	+ 0,115	„	für $\alpha = 1$, $\beta = 1{,}1$ bis 1,5; $M > 0$ 
$\frac{I}{2} = 0{,}5$	— 0,055	„	— 0,040	„	— 0,020	„	± 0,00	„	+ 0,020	„	
$\frac{I}{3} = 0{,}33$	— 0,078	„	— 0,065	„	— 0,050	„	— 0,035	„	— 0,018	„	
$\frac{I}{4} = 0{,}25$	— 0,089	„	— 0,080	„	— 0,065	„	— 0,055	„	— 0,040	„	
$\frac{I}{5} = 0{,}20$	— 0,095	„	— 0,088	„	— 0,080	„	— 0,065	„	— 0,055	„	
$\frac{I}{6} = 0{,}167$	— 0,100	„	— 0,094	„	— 0,086	„	— 0,076	„	— 0,066	„	
$\frac{I}{\infty} = 0$	— 0,125	„	— 0,125	„	— 0,125	„	— 0,125	„	— 0,125	„	

(Schluß folgt).

NEUE VERÖFFENTLICHUNGEN DES DEUTSCHEN AUSSCHUSSES FÜR EISENBETON — HEFT 46 UND 47.

Heft 46 — ein Bericht des staatlichen Materialprüfungsamtes zu Berlin-Dahlem[1]) befaßt sich mit der Belastung und Feuerbeanspruchung eines Lagerhauses aus Eisenbeton in Wetzlar. Das den Buderusschen Eisenwerken gehörende, zweistöckige Bauwerk baute sich über einem viereckigen Raume von 15 × 20 m lichten Innenabmessungen auf und zeigte im allgemeinen normale Eisenbetonbalkendecken, die durch Verbundsäulen gestützt waren. Die Einteilung der Deckenfelder war in der Art bewirkt, daß sowohl parallel zur längeren, wie zur kürzeren Grundrißseite auf den mittleren 6 in zwei Reihen angeordneten Säulen Unterzüge lagerten, die parallel zur Schmalseite noch sekundäre Querträger in Feldmitte aufnahmen. Hierdurch war erreicht, daß die gesamte Decke in 3 × 8 = 24 Felder geteilt wurde, die je 5,00 m lang und 2,50 m breit waren und allseitig durch Verbundbalken begrenzt wurden, über die hinweg die Deckenplatte sich spannte. Zur Herstellung des Bauwerkes war Eisenportlandzement s. Z. verwendet worden, und zwar von den Buderuswerken selbst. Das Mischungsverhältnis wurde von der bauausführenden Firma für die Stützen und Unterzüge zu 1 : 4, für die Deckenfelder zu 1 : 5 angegeben. Der Bau stand bei der Versuchsdurchführung über 10 Jahre.

Ausgeführt wurden Belastungsproben in einem Felde des oberen, zweiten Stockwerkes, und zwar eines Mittelfeldes, das von 4 Säulen an seinen Ecken begrenzt war, also eine Abmessung von 5 . 5 m aufwies; hierbei wurden die Durchbiegungen an 3 mittleren Stellen der Decke, dann weiter die Formänderungen der kontinuierlich durchgeführten Deckenplatte in weiterer, sich auf die Nachbarfelder erstreckender Ausdehnung, die Deformation der das Feld begrenzenden, jetzt stark exzentrisch belasteten Säulen, das Entstehen der ersten Risse und ihre Erweiterung bei fortschreitender Belastung beobachtet. Als Last wurde mehr als das Doppelte der Last aufgebracht, die von den Bestimmungen verlangt ist. Das Aufbringen der Last erfolgte in 10 Laststufen (erste Belastung); nach 17 Stunden wurde wieder entlastet, der Rückgang der Formänderungen festgestellt und von neuem belastet (zweite Belastung). Obwohl infolge der eintretenden niedrigen Temperatur die äußeren Umstände für den Bestand der hoch belasteten Decke sehr ungünstige und somit Rißbildungen erleichtert waren, hielt sich doch das Entstehen und Erweitern der Risse in mäßigen Grenzen. Der Durchhang der Decke mit ihren Unterzügen erfolgte fast vollkommen gleichmäßig; er bewegte sich innerhalb der Elastizitätsgrenze und zeigte während der durch 17 Stunden auf der Decke liegenden Belastung eine nur geringe Zunahme und ging nach der Entlastung fast wieder auf die Nullage zurück. Die Säulen bogen sich infolge ihrer exzentrischen Belastung nach außen aus; leider konnte ihr Rückgang bei der Entlastung wegen der starken durch letztere bedingten Gebäudeerschütterung nicht genau genug gemessen werden. Die ersten Risse traten nahe den Säulen, und zwar in der Diagonalrichtung der belasteten Platte auf; sie verstärkten sich zwar im Laufe der weiteren Belastung, überschritten aber 20 cm Länge nicht. Erst später bildeten sich in dem zwischen den Säulen liegenden sekundären Querträger wenige kleine Kantenrisse aus, die sich gleich den ersten Rissen bei der Entlastung wieder schlossen. Auch bei der zweiten Belastung traten keine neuen Risse oder Zerstörungserscheinungen auf. Die Durchbiegung der Decke vergrößerte sich hierbei nur ganz unwesentlich.

Nach dem Versuchsprogramm wurde hierauf das noch unter seiner Last stehende Deckenfeld von unten durch ein starkes Feuer beansprucht. Der Messung der Hitzegrade dienten in bekannter Weise Schamotteschälchen mit Metallegierungen verschiedener Schmelzpunkte. Ein sehr starkes Feuer wurde durch Holz mit Petroleumüberguß entfacht. Nach Verlauf einer Stunde stärksten Brandes wurde der Strahl der Hydranten zuerst auf die Decke, die Säulen und Unterzüge gerichtet, alsdann erst das Feuer abgelöscht. Daß sich während des Feuers Risse an der Decke und den Balken entwickelten, ist selbstverständlich; auch sprangen mit starkem Knall während des Brandes Stücke aus dem Fußbodenstrich des Brandraums heraus — eine Erscheinung, die schon früher des öfteren beobachtet wurde, bekannt und erklärt ist[2]). Nach beendetem Versuche zeigte sich der

[1]) Der Bericht wird erstattet von Dr.-Ing. E. h. M. Gary, Berlin 1920, Verlag Wilhelm Ernst u. Sohn. Preis 16,00 M.

[2]) Vgl. u. a. Heft 11 der Veröffentlichungen des Deutschen Ausschusses 1911.

Fußboden des Brandraumes fast in der ganzen Ausdehnung von seiner Estrichschicht entblößt; andere Absprengungen, insbesondere an den belasteten Bauteilen, waren nicht eingetreten. Der Beton war durchweg, bis auf eine ganz dünne, etwas zermürbte Schicht, fest und unversehrt geblieben.

Von dem belasteten Felde strahlten Risse aus, namentlich von den Säulen her nach den 3 unbelasteten Deckenfeldern.

Da trotz starker Rissebildung infolge des Feuers die Decke in ihrer Tragfähigkeit keineswegs gelitten zu haben schien, wurde die Last, die während des Brandes auf der Decke gelagert, nachträglich noch um 50 vH gesteigert. Hierbei schritten während der 16 Stunden dauernden Belastung die Durchbiegungen langsam aber stetig fort. Trotzdessen federte aber die Decke nach dem Entlasten wieder in die Nullage zurück. Sie hatte somit weder durch die Feuereinwirkung noch durch die starke Überlastung an ihrer Tragfähigkeit etwas eingebüßt! Bei dem hierauf folgenden Abbruch des Gebäudes wurden einzelne Bauteile zum Zwecke weiterer Prüfung herausgegenommen; hier wurden nicht nur die Festigkeitsverhältnisse untersucht, sondern es wurde auch die Stärke und die Art der Bewehrung sowie die Abweichung der Eisen von der ihnen zugedachten Lage festgestellt. Aus den Versuchsergebnissen sei u. a. erwähnt, daß eine Verbundplatte erst nach Erreichung der Spannung $\sigma_{bd} = 372$ kg/qcm zum Bruche gelangte, daß der Beton der Unterzüge (1 : 4) usw. eine Würfelfestigkeit von i. M. 428 kg/qcm aufwies (obwohl diese durch in den herausgeschnittenen Probekörpern noch verbliebene Eisenteile sicherlich vermindert war), daß der Beton 1 : 5 in gleichem Sinne 338 kg/qcm druckfest war, daß der Bruch eines herausgearbeiteten Säulenstückes durch Ausbiegen eines Längseisens stattfand usw. Auch zeigte sich hin und wieder, daß die Eisen nicht genau an den Stellen lagen, an denen sie vorgesehen waren, sondern durch das Stampfen eine Verschiebung erlitten hatten. Auch ergab das Auseinanderschlagen der Deckenbalken und -platten, daß ihre Durchbildung z. T. wenig sachgemäß erfolgt war, daß z. B. die zur Übertragung der negativen Stützenmomente über den Unterzügen notwendigen oberen Deckeneisen vollkommen fehlten, keine Vouten zwischen Platten und Unterzügen vorhanden waren. Trotzdessen hat sich aber die Konstruktion im vorliegenden Falle bewährt, da sich die belasteten Balken infolge der Einheitlichkeit der Belastung in nur einem Felde unter der Belastung mit den Platten gemeinsam durchbogen und somit negative Momente nicht zur Entwicklung gelangen konnten. Der Bericht schließt mitden Worten:

Trotz der Fehler in der Ausführung in bezug auf Verteilung der Eisen, der während der Versuchsdauer herrschenden niedrigen Temperatur und der übertrieben hohen Belastung hat der Versuch den Beweis geliefert, der den täglichen Erfahrungen der Praxis entspricht, daß die Elastizität und Sicherheit derartiger Bauwerke viel größer ist, als die herkömmliche und amtlich vorgeschriebene statische Berechnung ergibt. Diese Schlußfolgerung legt die Frage nahe, ob nicht im Hinblick auf die wirtschaftliche Lage Deutschlands eine Verringerung des rechnungsmäßigen Sicherheitsgrades solcher Bauten namentlich für Bauteile zulässig wäre, die den Einflüssen der Witterung entrückt und keinen stoßweisen Belastungen ausgesetzt sind."

Diesen Ausführungen wird ein jeder Fachmann zustimmen!

Heft 47 behandelt zwei Fragen, die eine von besonderer Bedeutung für den Verbundbau: Eisen und Beton mit schlackenhaltigem Bindemittel[3]), die andere von untergeordnetem Werte: Versuche über den Gleitwiderstand verzinkten Eisens in Beton[3]). Der erstere Bericht wird von Dr.-Ing. M. Gary, der zweite von F. Schmeer erstattet.

Die erste Untersuchung von Dr. M. Gary ist bestimmt, darüber Klarheit zu geben, ob Eisenportlandzement und Hochofenzement im Laufe der Jahre zu Rosterscheinungen am Eisen und infolgedessen zu Treiberscheinungne im Beton Veranlassung geben. Geprüft und in ihrer Wirkung verglichen wurden 2 Portland-, 2 Eisenportland- und 2 Hochofenzemente, und zwar in Mischung 1 : 2 bzw. 1 : 5 mit Cossebauder Kiessand. Als Probekörper wurden Würfel mit 30 cm Kantenlänge und einbetonierten Eisenstücken, und zwar Lochputzen verschiedenen Durchmessers — gereinigt und roh — verwandt. Der Beton wurde weich angemacht. Die Lagerung fand statt an der Luft bis zum 7. Tage, von da an entweder unter fließendem Wasser (45 Tage in Betonbehältern, dann im Teltowkanal) oder wechselnd in Luft und Wasser (Wechsel bis 45 Tage wöchentlich, dann monatlich bis 1½ Jahr, dann vierteljährlich). Die Proben wurden nach 45 Tagen, nach 1½ und 5 Jahren geprüft. Hierbei wurde ihre Druckfestigkeit und äußere Beschaffenheit bestimmt, um namentlich etwaiges Rosten, Treiben festzustellen. Eine besondere Zusatzreihe untersuchte die Einflüsse des Mischens nach Raumteilen und eines Einschlämmens der Eiseneinlagen, und zwar bei der an letzter Stelle erwähnten Lagerungsart. Bei der Herstellung erhielt jeder Körper 18 große Putzen, von denen 9 auf dem Boden des Würfels, 9 an seiner Oberschicht lagen, sowie 5 kleine Putzen, eingesetzt in der Mitte jedes Würfels auf die erste Stampfschicht.

Aus den Versuchsergebnissen zeigt sich, daß wenn auch in den Druckfestigkeiten die geprüften Hochofenzemente anfangs hinter den beiden anderen Zementarten etwas zurückbleiben, im Laufe der Zeit auf eine Ausgleichung dieser Unterschiede gerechnet werden kann. Ferner ergibt sich, daß alle Zemente, namentlich aber der Portlandzement zur Forterhärtung der Wasserzufuhr bedürfen und daß sich die Betonerhärtung bei wechselndem Einfluß von Wasser und Trockenheit am besten entwickelt. Der Bericht hebt — ob allgemein mit Recht, mag allerdings in Frage gezogen werden — hervor, daß hierauf namentlich bei Eisenbetonbrücken und Hochbauten mehr als bisher Rücksicht genommen werden müsse. Während alle Eisen- und Holzbrücken von Zeit zu Zeit einer Nachprüfung unterzogen werden, pflegt man Betonbrücken vom Augenblick der Betriebsangabe an, sich selbst zu überlassen.

Rosterscheinungen sind in den mit Hochofenzement hergestellten Probekörpern in etwas größerem Umfange beobachtet worden als wie bei dem Eisenportlandzement und hier wieder etwas mehr als wie beim Portlandzement; sie sind aber — selbst in den mageren Mischungen 1 : 5 — so gering und den Eisenquerschnitt so wenig vermindernd, daß sie als praktisch belanglos angesehen werden können. Auch schreitet die Bildung der Rostflecken bis zu 5 Jahren Alter nur sehr langsam vor.

Treiberscheinungen oder sonst sichtbare äußere Veränderungen wies kein Versuchskörper auf. Die Rostschicht des rostig eingebetteten Eisens hatte sich nirgends vertieft; im Gegensatze war die vorhandene dünne Lage Rost meist verschwunden und in nur wenigen Körpern zeigte das Mörtelbett der Eiseneinlagen leichte Rostfärbung.

Das Schlußwort des Berichtes lautet:

„Die allerdings nur einen Zeitraum von 5 Jahren umfassenden Versuche haben somit wohl den Beweis erbracht, daß sorgfältig als Hochofenzement oder Eisenportlandzement erzeugte schlackenhaltige Bindemittel bei gewissenhafter Auswahl der zu ihnen verwendeten Schlacke un-

[3]) Bericht erstattet in seinem ersten Teile von Dr.-Ing. E. h. M. Gary auf Grund von Versuchen des staatl. Materialprüfungsamtes in Berlin-Dahlem, im zweiten Abschnitte von Prof. F. Schmeer nach Versuchen in dem mechan.-techn Laboratorium der Technischen Hochschule München. Verlag von W. Ernst u. Sohn. Berlin 1920. Preis 16,00 Mk.

bedenklich auch für Eisenbetonbauten Verwendung finden dürfen, sofern sie nur in ihrer chemischen Zusammensetzung und in ihren mechanischen Eigenschaften den für ihre Art festgesetzten Normen entsprechen."

Möchte diese Festsetzung, mit der allbekannten Bewährung des Eisenportland- und des Hochofenzementes in der Praxis weiter dazu beitragen, die alte, leider heute noch manchmal gehörte Ansicht endgültig auszutilgen, daß die schlackenhaltigen Bindemittel wegen eines Gehaltes an Schwefelverbindungen das Rosten des Eisens befördern. Diese Behauptung läßt sich weder wissenschaftlich noch durch die Erfahrungen und Erprobungen aufrecht erhalten!

Erwähnenswert ist noch, daß beim Zerdrücken der Probekörper mit Eisenportlandzement die Bruchflächen teilweise eine stark blaugrüne Verfärbung aufwiesen. Es zeigte sich, daß diese vorwiegend eine Funktion des Wassergehaltes war. Es wurde festgestellt, daß die hellgrauen Teile des Betons 4,1 vH., die dunkelblaugrünen 5 vH. Feuchtigkeit besaßen.

Die zweite Untersuchung, ausgeführt in München von Prof. Schmeer, ergründet die Haftfestigkeit verzinkten Eisens im Beton. Hierbei wurden Probestäbe, in flüssigem Zinkbade verzinkt und mit einem Metallanstrichverfahren versehen, untersucht. In letzterem Falle wurde das Eisen mit einem Metallpulver „Epicassit" — hergestellt aus einer Metalllegierung von 100 Teilen Zink, 70 Teilen Zinn, 30 Teilen Blei — angestrichen, das mit einer geeigneten Flüssigkeit aufgetragen wurde. Die Anstrichmasse wurde alsdann so lange erhitzt, bis das Überzugsmetall auf dem Eisen aufschmilzt.[4]) Bei der — wenigstens zurzeit noch nicht erheblichen Bedeutung der Einbettung verzinkten Eisens im Beton mögen hier nur die Versuchsergebnisse kurz mitgeteilt werden, während wegen der Einzelheiten der Versuchsausführung auf die Veröffentlichung selbst hingewiesen sein möge. Es zeigte sich, daß der Gleitwiderstand des Eisens durch eine Verzinkung erhöht wird, und zwar mehr bei den Eisen, die im Zinkbade überzogen sind, als denen, die mit Epicassit behandelt wurden. Die Erhöhung ist namentlich für den Beginn des Gleitens bedeutsam, weniger für den Höchstwert des Widerstandes.

Durch dies Ergebnis sind die in Heft 8 der Veröffentlichungen des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton von E. Heyn mitgeteilten Beobachtungen, daß Zink auffallend fest am Beton haftet, bestätigt worden, denn gerade die Erhöhung des Gleitwiderstandes am Anfange läßt sich nur durch die größere Haftkraft des Zinküberzuges gegenüber dem Beton erklären. M. F.

BEHÄLTERSCHIFFE AUS EISENBETON.

Berichtet von Dipl.-Ing. F. Maier.

(Nach Eng. News Record 26. VIII. 1920.)

In Aransas Pass. Texas U. S. A. sind im Juli dieses Jahres noch zwei Eisenbetonschiffe von Stapel gelaufen, die ihr Entstehen wie die standard concrete ships der Kriegswirtschaft verdanken. Es sind zwei Behälterschiffe für Erdöltransport von 2000 t Nutzlast. Sie bedeuten also keineswegs eine Fortsetzung der Versuche mit Eisenbetonseeschiffen, sondern gehören noch zu den im Jahre 1918/19 vom Stapel gelaufenen Neubauten. Der Bau von Ölschiffen war seinerzeit auch von der Emergency Fleet Corporation geplant worden, nachdem dem dringendsten Mangel an gewöhnlichen Frachtdampfern abgeholfen war. Versuche über die Bewährung des Betons gegen Öl waren in dem Versuchsprogramm der Emergency Fleet Corporation damals schon enthalten und auch, soweit die damals verfügbare Zeit ausreichte, ausgeführt worden [1]).

Daß die Schiffe erst jetzt — nach über einem Jahre — ihrem Element übergeben werden konnten, hat seinen Grund in den gründlichen Zerstörungen der Werftanlage durch einen Wirbelsturm, der im September 1919 den Bau für lange Zeit verzögerte und mühevolle Herrichtungsarbeiten bedingte, ehe an die Fortsetzung des Schiffbaus gedacht werden konnte.

Während die Neubauten der Emergency Fleet Corporation sich streng an die Formen des bisherigen Schiffbaues hielten, zum Teil auch durch das Vorhandensein von Maschinen und Einrichtungsstücken unausgeführt gebliebener Holzschiffe dazu gezwungen waren, und Änderungen nur soweit zeigten, als es die spezifischen Eigenschaften des armierten Betons bedangen, zeigen diese Öltransportschiffe neue Konstruktionsideen wie auch einen originellen Bauvorgang.

Die Schiffe bestehen aus zwei ineinander verschlungenen Zylindern, die so gegeneinander gelegt sind, daß die Hauptmaße sich etwa so verhalten, wie bei den standard concrete ships, deren Tragfähigkeit ebenfalls etwa 2000 t beträgt. Von den durch die beiden Zylinder gebildeten Räumen dienen die großen als Ölbehälter, während der kleinere in Schiffsmitte als Kontrollgang dient. Die kleinen Räume mit viereckigem Querschnitt am Schiffsboden dienen zur Aufnahme der Ölleitungen, die entsprechenden Räume an der Deckseite dienen zur Entlüftung der Laderäume.

Die Fahrzeuge sind 99,00 m lang und besitzen eine Breite von 10,40 m, einen maximalen Tiefgang von 6,40 m. Die Laderäume sind durch 6 Schottwände, die im Abstand von 9,15 m eingezogen sind, in 7 gleichgroße Kammern eingeteilt, die mit Rücksicht auf die Herstellungsart durch keinerlei Spanten ausgesteift sind. Am Heck und Vorderschiff jedoch ist die sonst übliche Konstruktion mit Spanten, mit Rücksicht auf die unregelmäßige Form dieser Teile, beibehalten. Der Vorderraum ist durch ein Kollisionsschott in zwei Teile geteilt, deren hinterer als Kettenkasten dient. Das Hinterschiff enthält, wie bei Ölschiffen allgemein üblich, sämtliche maschinellen Einrichtungen. Ursprünglich waren die Schiffe, die für den Öltransport von Tampico nach Aransas Pass. bestimmt waren, als Schleppschiffe vorgesehen, da es unmöglich war, Maschinen während des Krieges für diesen Zweck frei zu bekommen. Als mit Kriegsende die Maschinen freigegeben wurden, beschloß man nachträglich als Antriebsmaschinen zwei 160-PS-Bolinder-Ölmotoren mit Wassereinspritzung einzubauen, welche Maßnahme zu einer Abänderung des Hecks führte. Die Anordnung der Hilfsmaschine und der Pumpen ist aus dem Längenschnitt zu ersehen. Die Mannschaftsräume und Navigationsräume befinden sich in einem Aufbau mittschiffs.

Das Bemerkenswerteste beim Bau dieser Tankschiffe ist die ungewöhnliche Art ihrer Herstellung. Wo sonst doch der monolithische Charakter und die Fugenlosigkeit durch fortwährendes Betonieren am Schiffskörper und durch sehr langsam bindenden Zement nach Möglichkeit zu wahren gesucht wird, sind diese Schiffe aus einzelnen — im ganzen neun

[1]) Vergl. Bauingenieur, Heft 5. Der derzeitige Stand des Eisenbetonschiffbaues in Amerika.

[4]) Reines Zinkpulver ist für das Verfahren nicht geeignet, weil Schmelzpunkt und Verbrennungstemperatur zu nahe aneinanderliegen.

Teilen — einzeln hergestellt und dann erst an den Schotten zusammengesetzt. Die sieben zylindrischen Teile des Schiffsrumpfes sind zur Ersparung von Schalholz und Arbeit einzeln aufrechtstehend mit Schallehren hergestellt, die nach dem jeweiligen Betonieren an einem hölzernen Gerüst wieder hochgezogen wurden. Dadurch war es möglich, den Beton der einzelnen Teile homogener und gleichmäßiger als beim liegenden Werkstück herzustellen. Dieselbe Form sollte dann besonders genommen. Der Schiffsquerschnitt wurde als Bogen mit vom Kiel aus abnehmender Belastung konstruiert, die Längsbeanspruchungen des Schiffskörpers wurden durch Annahme der ungünstigsten Schiffslage zu den Wellen in Rechnung gestellt. Die Hautstärke nimmt von 24,50 cm am Boden bis auf 17,50 cm an der Wasserlinie ab — Stärken, die infolge des Fehlens der Spanten die Hautabmessungen der Betonfrachtschiffe um ein bedeutendes übertreffen.

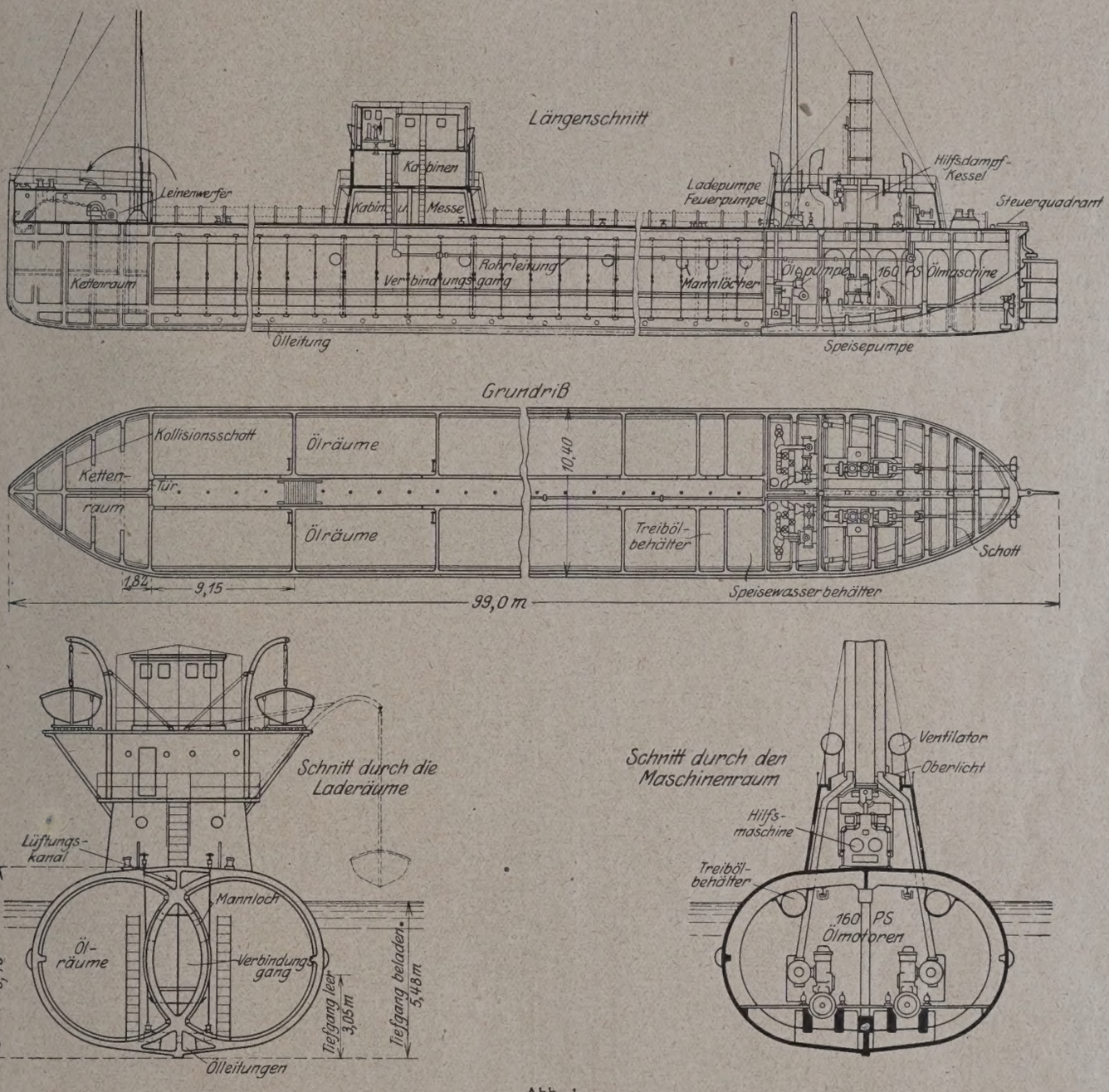


Abb. 1.

bei Herstellung einer großen Anzahl Schiffe recht oft verwendet werden, ein Grundgedanke, dem die sonstigen Vorteile der Herstellung des Schiffskörpers in einem Guß einfach geopfert wurden, ohne daß infolge der geänderten wirtschaftlichen Verhältnisse der Vorteil einer Massenherstellung solcher Schiffsteile in Erscheinung treten konnte. Um diese Bauart durchführen zu können, hat man auch auf die sonst übliche Spantenaussteifung der Außenhaut verzichtet und den Nachteil einer durchgängig stärkeren Bemessung des Rumpfes in Kauf

Heck und Bugteil des Schiffes wurden mit Rücksicht auf die unregelmäßige Form in festen Formen hergestellt, die seitlich vom endgültigen Helling betoniert, erst nach der nötigen Erhärtung zur Zusammensetzung sämtlicher Teile in die Kiellinie eingefahren wurden. Auf diese Weise war ein Helling nur für etwa 6 bis 7 Wochen für den Zusammenbau mit einem Schiff belegt.

Der Arbeitsgang war folgender: Neben dem für Breitseitestapellauf eingerichteten Helling wurde eine armierte

Betonplatte, die auf Pfählen fundiert war, hergestellt, die groß genug war, um die einzelnen Konstruktionsteile für zwei Schiffe herzustellen. Auf dieser Platte wurden die Lehren für die zylinderförmigen Schiffsteile aufgestellt, um dann vermittels einer Holzrüstung unabhängig vom Beton hochgezogen zu werden. Die Längsarmierung des Schiffskörpers, die in diesem Bauzustand senkrecht stand, wurde auf die ganze Länge eingelegt und durch Holzschablonen gehalten. Dann wurde die Ringarmierung fertig eingeflochten. Die Armierung des zu jedem Schiffsteil gehörigen Schotts wurde auf den mit Schalung belegten Boden gelegt. In einem Arbeitsgang von 28 Stunden wurde dann unter andauerndem Hochziehen der Lehre der Schiffsteil betoniert. Die bewegliche Schalform wurde dann entfernt und nach erfolgtem Abbinden und Erhärten war der Schiffsteil fertig, um in seine endgültige Lage auf den Helling gebracht zu werden. Durch Winden wurde er auf schwere niedrige Wagen gehoben und dann unter einen Portalkran gefahren, wo er in die wagerechte Lage gekippt wurde. Nachdem sämtliche Schiffsteile auf diese Weise gekippt waren, wurden sie zum Zusammensetzen auf dem Helling ausgerichtet, die Bug- und Heckteile, die seitlich gebaut wurden, eingefahren, und nun mit dem Schließen der Fugen begonnen. Die Armierung, die an jeder Seite der Zylinder um einen Meter herausragte, wurde zusammengeflochten und zur Erhöhung der Sicherheit wurden Haupt-Längseisen durch besondere Klammern miteinander verbunden.

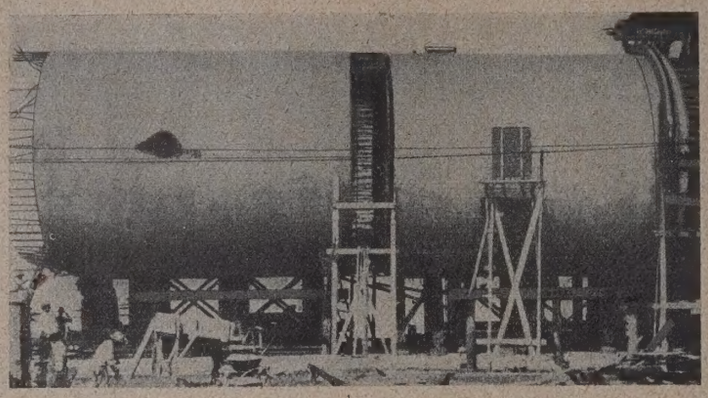


Abb. 2. Zusammenfügen der Schiffsteile auf dem Helling.

Das Betonieren der etwa 1 m breiten Fuge erfolgte nach genügendem Aufrauhen mittels des Zementspritzverfahrens von beiden Seiten nach der Mitte der Fuge zu, da man sich nur auf diese Weise eine feste Verbindung zwischen dem frischen und abgebundenen Beton versprach.

Das Betonmaterial, das für diese Schiffe verwendet wurde, war ein Leichtbeton, zu dem aber, im Gegensatz zu den Frachtschiffbauten, bei welchen vulkanischer Tuffstein als Zuschlag verwendet wurde, die Schlacke Verwendung fand. Das spezifische Gewicht des Betons betrug $\gamma = 1{,}75$, die Druckfestigkeit nach 6 Tagen schwankte zwischen 110 und 135 kg/cm². Die zugelassenen Beanspruchungen im Schiffskörper betragen beim Stampfen des Schiffes in langen Wellen 69 kg/cm² und erreichten in den ungünstigsten Fällen den Grenzwert von 105 kg/cm², hielten sich also in den Grenzen, die die Emergency Fleet Corporation beim Bau der Eisenbetonschiffe für die nordamerikanische Regierung für zulässig erachtet hatte. Die Beanspruchung der Armierung betrug 1100 kg/cm².

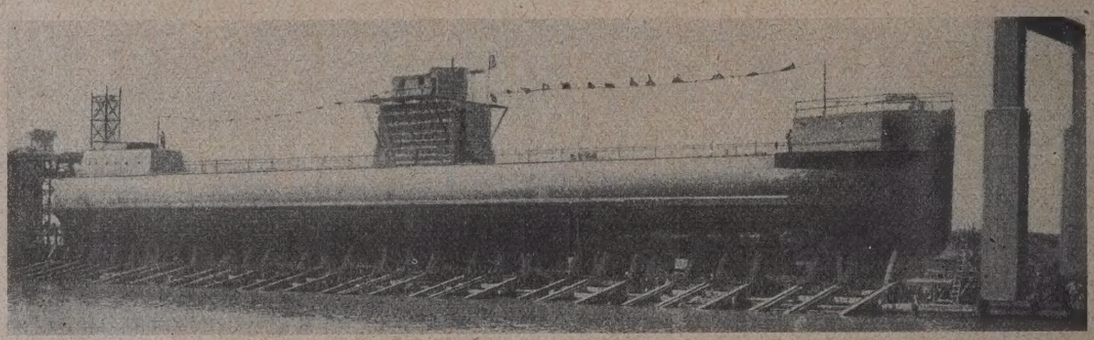


Abb. 3. Fertiges Behälterschiff vor dem Stapellauf (rechts Joch zum Kippen der Schiffsteile).

BERECHNUNG VON FACHWERKTRÄGERN MIT BIEGUNGSFESTEM OBERGURT (KRANBAHNTRÄGER).

Von Ing. R. Schick-Sterkrade.

(Fortsetzung von Seite 93).

Eine gute Annäherung aber erhält man offenbar, wenn man die größten und deshalb ausschlaggebenden Koeffizienten gleichsetzt und daraus das Trägheitsmoment J_2 oder den φ-Wert ermittelt.

Es ist also zu setzen

$$\delta_{nn} = \delta'_{nn}$$

$$\frac{2}{3}\frac{\lambda}{E J_1}\varphi = \int \frac{M_n^2\, ds}{E J_1} + \sum \frac{S^2 s}{E F} = \frac{2}{3}\frac{\lambda}{E J_1} + \sum \frac{S^2 s}{E F}$$

und daraus

$$\varphi = 1 + \frac{3}{2\lambda}\sum S^2 s \frac{J_1}{F}.$$

Der Summenausdruck ist abhängig vom System des Tragwerkes. Es sei z. B. ein Trägersystem (Abb. 9 a) mit Zugdiagonalen gewählt; durch Aufschneiden der Untergurtstäbe und des Mittelpfostens sei das statisch bestimmte Grundsystem hergestellt (Abb. 9 b); als Unbekannte sind angenommen die negativen Knotenpunktmomente.

Um nun

$$\sum S_{x_1}^2 s \frac{J_1}{F}$$

zu ermitteln, sind die Arbeitsbeiträge der einzelnen Stäbe (s. Abb. 9 c) in der folgenden Tafel zusammengestellt:

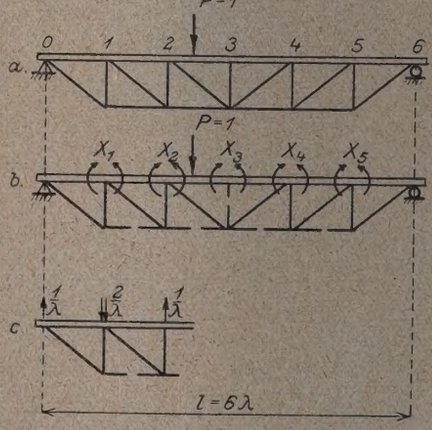


Abb. 9.

Stab	$s\frac{J_1}{F}$	S_{x1}	$S_{x1}^2 s\frac{J_1}{F}$
O_{0-1}	$\lambda\frac{J_1}{F_o}$	$-\frac{1}{h}$	$\frac{\lambda}{h^2}\cdot\frac{J_1}{F_o}$
U_{1-2}	$\lambda\frac{J_1}{F_u}$	$+\frac{1}{h}$	$\frac{\lambda}{h^2}\cdot\frac{J_1}{F_u}$
D_{0-1}	$\frac{\lambda}{\cos\alpha}\cdot\frac{J_1}{F_{d_1}}$	$+\frac{1}{h\cos\alpha}$	$\frac{\lambda}{h^2\cos^3\alpha}\cdot\frac{J}{F_{d_1}}$
D_{1-2}	$\frac{\lambda}{\cos\alpha}\cdot\frac{J_1}{F_{d_2}}$	$-\frac{1}{h\cos\alpha}$	$\frac{\lambda}{h^2\cos^3\alpha}\cdot\frac{J_1}{F_{d_2}}$
V_1	$h\frac{J_1}{F_{v_1}}$	$-\frac{1}{\lambda}$	$\frac{h}{\lambda^2}\cdot\frac{J_1}{F_{v_1}}$
V_2	$h\frac{J_1}{F_{v_2}}$	$+\frac{1}{\lambda}$	$\frac{h}{\lambda^2}\cdot\frac{J_1}{F_{v_2}}$
		$\sum =$	

$$= \frac{\lambda}{h^2}\left[\frac{J_1}{F_o}+\frac{J_1}{F_u}+\frac{1}{\cos^3\alpha}\left(\frac{J_1}{F_{d_1}}+\frac{J_1}{F_{d_2}}\right)+\frac{h^3}{\lambda^3}\left(\frac{J_1}{F_{v_1}}+\frac{J_1}{F_{v_2}}\right)\right] = \frac{\lambda}{h^2}\left[C\right].$$

Bei der Berücksichtigung der Arbeit der Stabkräfte ist also:

$$E J_1 \delta_{11} = \frac{2}{3}\lambda + \frac{\lambda}{h^2}\left[C\right]$$

Bei der Annahme eines durchgehend gleich steifen Unterstützungsbalkens als Ersatz für das Fachwerk ist

$$E J_1 \delta_{11} = \frac{2}{3}\lambda\varphi.$$

Durch Gleichsetzung dieser beiden Werte findet man

$$\varphi = 1 + \frac{3}{2h^2}\left[C\right],$$

worin [C] dem obigen Klammerwert entspricht und abhängig ist vom Tragwerksystem und dem für den Arbeitbeitrag der Stabkräfte gewählten Knotenpunkt. Die Wahl des Knotenpunktes kann das Ergebnis für φ nicht wesentlich beeinflussen, weil der Arbeitbeitrag der Momente überwiegt und infolge des mit gleichbleibendem Trägheitmoment durchgehenden Obergurtes für alle Punkte derselbe ist.

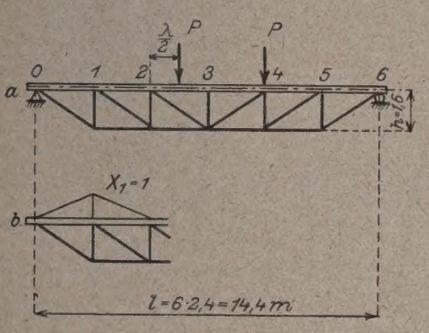


Abb. 10.

An dem folgenden Beispiel soll nun der Gebrauch der Zahlentafel gezeigt werden:

Gewählt sei das in Abb. 10 a dargestellte System mit den eingeschriebenen Abmessungen und der eingezeichneten Belastung, die für die rasche Ermittelung des Größtwertes der Obergurtbeanspruchung meistens genügen wird.

Das Obergurtträgheitsmoment sei $J_1 = 15\,000$ cm^4,
die Feldweite $\lambda = 2{,}4$ m,
die Höhe $h = 1{,}6$ m,
die Diagonalenlänge $d = 2{,}884$ m.

$$\frac{1}{\cos\alpha} = \frac{2{,}884}{2{,}4} = 1{,}2$$

$$\frac{h^3}{\lambda^3} = \left(\frac{1{,}6}{2{,}4}\right)^3 = 0{,}296.$$

Zur Bestimmung des Wertes φ werde aus der Arbeit der Längskräfte folgende Tafel aufgestellt (vgl. Abb. 10 b):

Stab	Stablänge s	Stabquerschn. F cm^2	Stabkraft S aus $X_1 = 1$ t	$\frac{S^2 s J_1}{F}$ t^2 m^3
O_{0-1}	λ	118	$-\frac{1}{h}$	$\frac{\lambda}{h^2}$ 0,0127
U_{1-2}	λ	60	$+\frac{1}{h}$	$\frac{\lambda}{h^2}$ 0,0250
D_{0-1}	$1{,}2\lambda$	69,4	$+\frac{1{,}2}{h}$	$\frac{\lambda}{h^2}$ 0,0374
D_{1-2}	„	50,8	$-\frac{1{,}2}{h}$	$\frac{\lambda}{h^2}$ 0,0510
V_1	h	37,4	$-\frac{1}{\lambda}$	$\frac{\lambda}{h^2}$ 0,0119
V_2	„	28,2	$+\frac{1}{\lambda}$	$\frac{\lambda}{h^2}$ 0,0158

Aus der Arbeit der Längskräfte: $\frac{\lambda}{h^2}\cdot 0{,}1538$

„ „ „ „ Momente: $\frac{2}{3}\lambda$

$$E J_1 \delta_{11} = \frac{2}{3}\lambda + \frac{\lambda}{h^2}\cdot 0{,}1538 = \frac{2}{3}\lambda\varphi.$$

Daraus:

$$\varphi = 1 + \frac{3}{2h^2}\cdot 0{,}1538 = 1 + \frac{3\cdot 0{,}1538}{2\cdot 1{,}6^2} = 1{,}09.$$

Für die in Abb. 10 dargestellte Laststellung findet man mit Hilfe der Tafel 2 für den 6-feldrigen Träger:

$\frac{a}{\lambda}\cdot$	X_2	X_3
$\frac{10}{4}$	$\frac{\lambda}{\varphi}\cdot 1{,}24551$	$\frac{\lambda}{\varphi}\cdot 1{,}32933$
4	$\frac{\lambda}{\varphi}\cdot 0{,}66667$	$\frac{\lambda}{\varphi}\cdot 1{,}0$
	$\frac{\lambda}{\varphi}\cdot 1{,}91218$	$\frac{\lambda}{\varphi}\cdot 2{,}32933$

Nun ist für die Mitte von Feld 3 das endgültige Biegungsmoment:

$$M = \mathfrak{M}_o - P\frac{X_2+X_3}{2}$$

$$= P\lambda\left(\frac{3.5+2.0}{6}\cdot 2{,}5 - \frac{1{,}91218+2{,}32933}{2\cdot\varphi}\right) = +0{,}84\,P$$

und die Längskraft:

$$S = -\frac{X_3}{h} = \frac{\lambda\cdot 2{,}32933\,P}{\varphi\,h} = 3{,}2\,P.$$

Schließlich sei noch erwähnt, daß für eingehendere Untersuchungen die Einflußlinien mit Hilfe der Zahlentafeln in der üblichen Weise aufgetragen werden können.

Die Eigengewichtmomente verteilen sich nach den Trägheitmomenten auf die beiden Träger (Obergurt und Unterstützungsbalken). Das vom Obergurt aufzunehmende Biegungsmoment aus Eigengewicht ist also:

$$M_g = \mathfrak{M}_{og}\frac{J_1}{J_1+J_2} = \mathfrak{M}_{og}\frac{\varphi-1}{\varphi}.$$

Im Vorstehenden ist gezeigt worden, daß bei dem durchgehenden elastisch gelagerten Träger, dessen elastische Nachgiebigkeit von der Stützweite abhängig ist, das Stützmoment den Wert hat:

$$M_n^{(e)} = \mathfrak{M}_n - \frac{\lambda}{\varphi}\eta_n,$$

und daß ferner bei festen Stützen, wo $\varphi = 1$ wird, das Stützmoment

$$M_n^{(f)} = \mathfrak{M}_n - \lambda\,\eta_n;$$

daraus wurde für die Aufstellung der Zahlentafel der Wert η berechnet:

$$\eta_n = \frac{\mathfrak{M}_n}{\lambda} - \frac{M_n^{(f)}}{\lambda}.$$

Nimmt man die Einflußlinie für ein Stützmoment eines Trägers mit festen Stützen (bei $\lambda = 1$) als gegeben an, so läßt sich η leicht zeichnerisch bestimmen, indem man die $\frac{\mathfrak{M}_{on}}{\lambda}$-Linie,

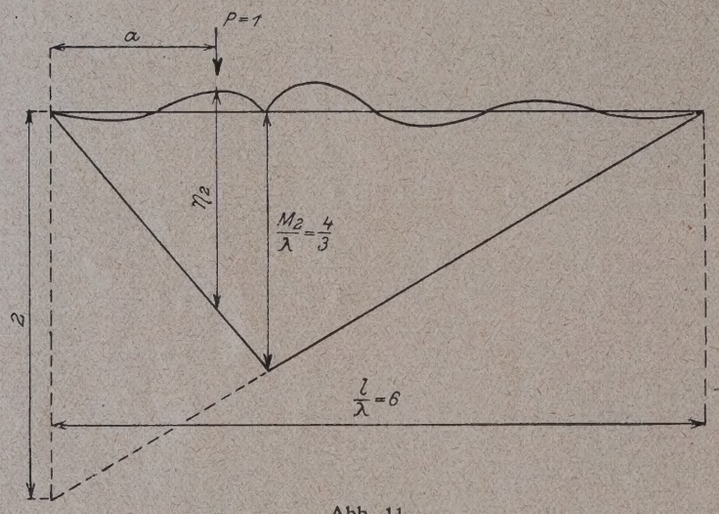


Abb. 11.

wie in Abb. 11 dargestellt, dazu aufträgt; die Figur zeigt diese Auftragung für η_2 bei 6 Feldern.

Setzt man in der Gleichung

$$M_n^{(e)} = \mathfrak{M}_n - \frac{\lambda}{\varphi}\,\eta_n$$

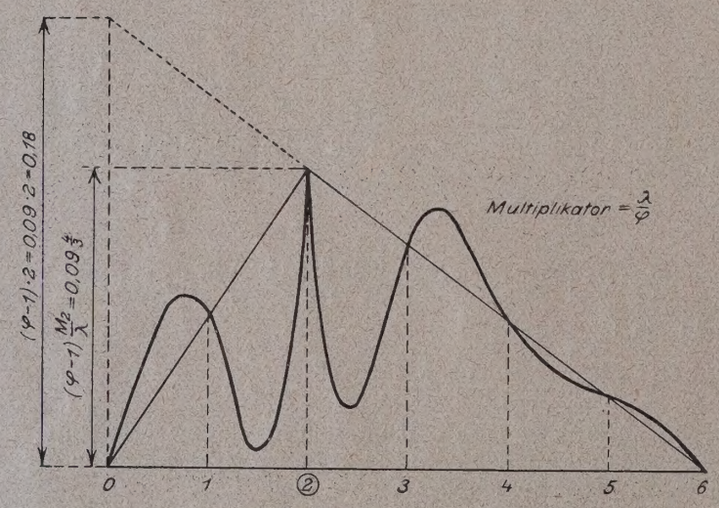


Abb. 12. Einflußlinie für Stützmoment $M_2^{(e)}$.

den Wert $\eta_n = \frac{\mathfrak{M}_n}{\lambda} - \frac{M_n^{(f)}}{\lambda}$ ein, so ergibt sich der für das Auftragen von Einflußlinien geeignete Ausdruck:

$$M_n^{(e)} = \mathfrak{M}_n - \frac{\lambda}{\varphi}\left(\frac{\mathfrak{M}_n}{\lambda} - \frac{M_n^{(f)}}{\lambda}\right) = \frac{\lambda}{\varphi}\left[\frac{\mathfrak{M}_n}{\lambda}(\varphi - 1) + \frac{M_n^{(f)}}{\lambda}\right].$$

In Abb. 12, 13 u. 14 sind nach dem oben gewählten Beispiel die Einflußlinien für die Stützmomente $M_2^{(e)}$ und $M_3^{(e)}$ und schließlich für das Feldmoment in der Mitte des Feldes 3 gezeichnet.

Man findet für dieses Feldmoment danach

$$M_m = P\,(0{,}302 + 0{,}075)\,\frac{\lambda}{\varphi} = P \cdot 0{,}377\,\frac{2{,}4}{1{,}09} = 0{,}83\,P.$$

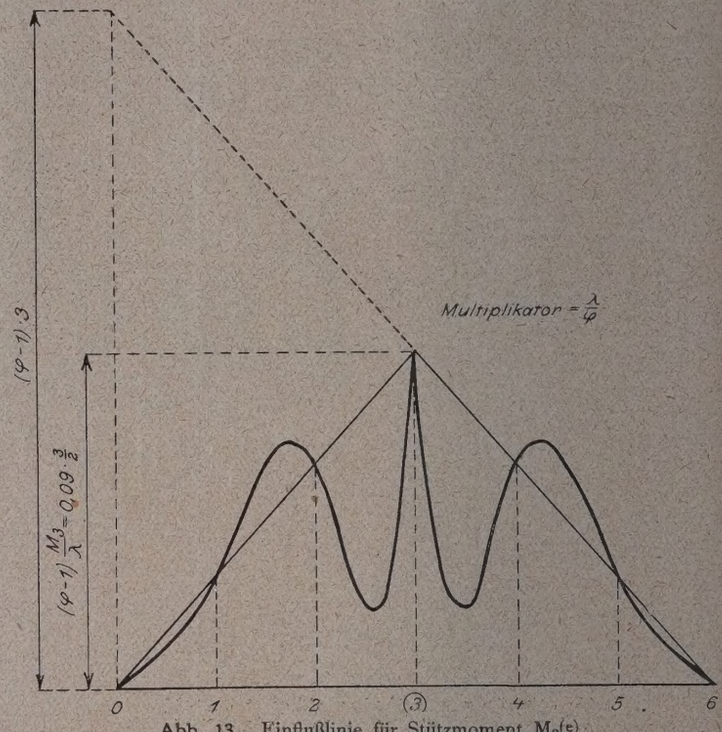


Abb. 13. Einflußlinie für Stützmoment $M_3^{(e)}$.

Bei den Einflußlinien für die Stützmomente $M_2^{(e)}$ und $M_3^{(e)}$ sind die $M_n^{(f)}$-Ordinaten von den schrägen Strahlen

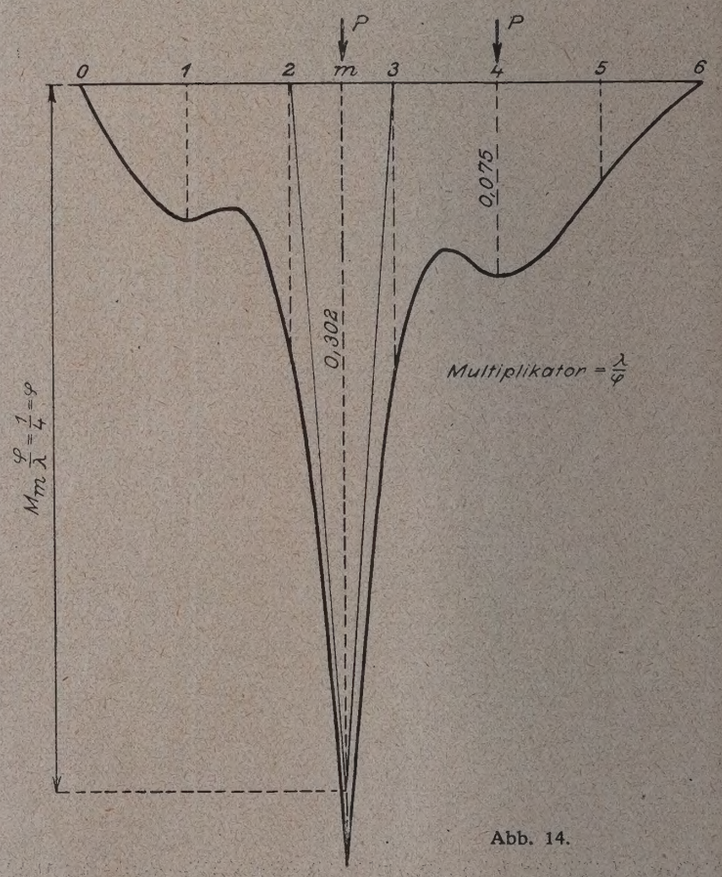


Abb. 14.

der $\mathfrak{M}_n$-Linien aus aufgetragen, um die horizontale Achse beizubehalten. Der Umstand, daß die $M^{(e)}$-Kurve diese Achse nie durchschneidet, läßt auf einen sehr weichen Träger schließen.

Vergleichrechnung.

Durchrechnung des Trägers vom vorigen Beispiel Abb. 5 a u. Abb. 11).

Das statisch bestimmte Grundsystem ist der mit unveränderlichen Trägheitmoment durchgehende Obergurt als Balken auf zwei Stützen. Als statisch nicht bestimmbare Größen sind die 4 Untergurtstäbe und der Mittelpfosten durchschnitten gedacht (Abb. 9b). Die Momente, die durch die an den Schnittstellen anzubringenden Stabkräfte am Obergurt erzeugt werden, sind als Unbekannte X_1 bis X_5 eingeführt und sollen nach dem von Andrée[1]) angegebenen B-U-Verfahren in 2 Rechnunggängen:

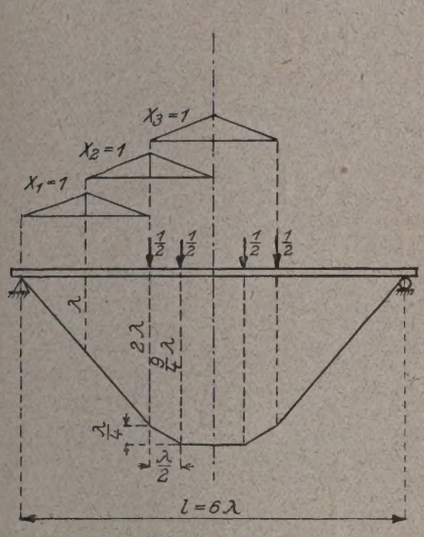


Abb. 15.

I. bei symmetrischer Teilbelastung mit 3 Unbekannten und

II. bei gegensymmetrischer Teilbelastung mit 2 Unbekannten errechnet werden.

Die endgültigen Ergebnisse werden durch die Addition der Teilergebnisse erhalten.

I. Symmetrische Teilbelastung.

Die Elastizitätgleichungen sind:

$$X_1\delta_{11}+X_2\delta_{12}\qquad\qquad=-\delta_{m1},$$
$$X_1\delta_{12}+X_2\delta_{22}+X_3\delta_{23}=-\delta_{m2},$$
$$2X_2\delta_{23}+X_3\delta_{33}=-\delta_{m3}.$$

E J-fache δ-Werte.

Arbeitbeiträge der Momente:

$$EJ\delta_{11}=EJ\delta_{22}=EJ\delta_{33}=\frac{2}{3}\lambda$$

$$EJ\delta_{12}=EJ\delta_{23}=\frac{1}{6}\lambda$$

$$EJ\delta_{m1}=-\lambda^2,$$

$$EJ\delta_{m2}=-\left(\frac{9}{4}\lambda^2-\frac{\lambda^2}{2}\cdot\frac{1}{3}-\frac{\lambda^2}{4}\cdot\frac{1}{2}-\frac{\lambda^2}{16}\cdot\frac{5}{6}\right)=-\frac{183}{96}\lambda^2$$

$$EJ\delta_{m3}=-\left(\frac{9}{4}\lambda^2-2\cdot\frac{\lambda^2}{16}\cdot\frac{1}{6}\right)=-\frac{107}{48}\lambda^2 \text{ (s. Abb. 15).}$$

Aus dieser Zusammenstellung erhält man:

$$EJ\delta_{11}=\frac{\lambda}{h^2}\left[\frac{J}{F_o}+\frac{J}{F_{u1}}+\frac{1}{\cos^3\alpha}\left(\frac{J}{F_{d1}}+\frac{J}{F_{d2}}\right)+\frac{h^3}{\lambda^3}\cdot\left(\frac{J}{F_{v1}}+\frac{J}{F_{v2}}\right)\right],$$

$$EJ\delta_{22}=\frac{\lambda}{h^2}\left[3\frac{J}{F_o}+\frac{J}{F_{u2}}+\frac{1}{\cos^3\alpha}\left(\frac{J}{F_{d2}}+2\frac{J}{F_{d3}}\right)+\frac{h^3}{\lambda^3}\cdot\frac{J}{F_{v2}}\right],$$

$$EJ\delta_{33}=\frac{\lambda}{h^2}\left[2\frac{J}{F_o}+\frac{1}{\cos^3\alpha}\cdot 2\frac{J}{F_{d3}}+\frac{h^3}{\lambda^3}\cdot\frac{J}{F_{v3}}\right],$$

$$EJ\delta_{12}=-\frac{\lambda}{h_2}\left[\frac{1}{\cos^3\alpha}\cdot\frac{J}{F_{d2}}+\frac{h^3}{\lambda^3}\cdot\frac{J}{F_{v2}}\right],$$

$$EJ\delta_{23}=+\frac{\lambda}{h^2}\left[2\frac{J}{F_o}\right];$$

Beiträge der Längskräfte.

Stab	s (m)	$\frac{J}{F}$	S_1	S_2	S_3	$EJ\delta_{11}$	$EJ\delta_{12}$	$EJ\delta_{22}$	$EJ\delta_{23}$	$EJ\delta_{33}$
O_{0-1}	λ	$\frac{J}{F_o}$	$-\frac{1}{h}$	.	.	$+\frac{\lambda}{h^2}\frac{J}{F_o}$				
1–2	λ	„	.	$-\frac{1}{h}$	.	.	.	$+\frac{\lambda}{h^2}\frac{J}{F_o}$	.	
2–3	λ	„	.	$-\frac{1}{h}$	$-\frac{1}{h}$	.	.	$+\frac{\lambda}{h^2}\frac{J}{F_o}$	$+\frac{\lambda}{h^2}\frac{J}{F_o}$	$+\frac{\lambda}{h^2}\frac{J}{F_o}$
3–4	λ	„	.	$-\frac{1}{h}$	$-\frac{1}{h}$	.	.	$+\frac{\lambda}{h^2}\frac{J}{F_o}$	$+\frac{\lambda}{h^2}\frac{J}{F_o}$	$+\frac{\lambda}{h^2}\frac{J}{F_o}$
U_{1-2}	λ	$\frac{J}{F_{u1}}$	$+\frac{1}{h}$	.	.	$+\frac{\lambda}{h^2}\frac{J}{F_{u1}}$		.	.	.
2–3	λ	$\frac{J}{F_{u2}}$	.	$+\frac{1}{h}$	.	.	.	$+\frac{\lambda}{h^2}\frac{J}{F_{u2}}$	.	.
D_{0-1}	$\frac{\lambda}{\cos\alpha}$	$\frac{J}{F_{d1}}$	$+\frac{1}{h\cos\alpha}$	.	.	$+\frac{\lambda}{h^2\cos^3\alpha}\frac{J}{F_{d1}}$	.	.	.	.
1–2	„	$\frac{J}{F_{d2}}$	$-\frac{1}{h\cos\alpha}$	$+\frac{1}{h\cos\alpha}$	.	$+\frac{\lambda}{h^2\cos^3\alpha}\frac{J}{F_{d2}}$	$-\frac{\lambda}{h^2\cos^3\alpha}\frac{J}{F_{d2}}$	$+\frac{\lambda}{h^2\cos^3\alpha}\frac{J}{F_{d2}}$	.	.
2–3	„	$\frac{J}{F_{d3}}$	.	$-\frac{1}{2h\cos\alpha}$	$+\frac{1}{h\cos\alpha}$	.	.	$+\frac{\lambda}{4h^2\cos^3\alpha}\frac{J}{F_{d3}}$	$-\frac{\lambda}{2h^2\cos^3\alpha}\frac{J}{F_{d3}}$	$+\frac{\lambda}{h^2\cos^3\alpha}\frac{J}{F_{d3}}$
3–4	„	$\frac{J}{F_{d3}}$	.	$+\frac{1}{2h\cos\alpha}$	$+\frac{1}{h\cos\alpha}$	.	.	$+\frac{\lambda}{4h^2\cos^3\alpha}\frac{J}{F_{d3}}$	$+\frac{\lambda}{2h^2\cos^3\alpha}\frac{J}{F_{d3}}$	$+\frac{\lambda}{h^2\cos^3\alpha}\frac{J}{F_{d3}}$
V_1	h	$\frac{J}{F_{v1}}$	$-\frac{1}{\lambda}$	.	.	$+\frac{h}{\lambda^2}\frac{J}{F_{v1}}$		.	.	.
V_2	„	$\frac{J}{F_{v2}}$	$+\frac{1}{\lambda}$	$-\frac{1}{\lambda}$	.	$+\frac{h}{\lambda^2}\frac{J}{F_{v2}}$	$-\frac{h}{\lambda^2}\frac{J}{F_{v2}}$	$+\frac{h}{\lambda_2}\frac{J}{F_{v2}}$	.	.
V_3	„	$\frac{J}{F_{v3}}$	.	.	$\frac{2}{\lambda}$	.	.	.	.	$+\frac{h}{\lambda^2}\frac{J}{F_{v3}}$

[1]) W. L. Andrée, Das B-U-Verfahren, Oldenburg-Verlag 1919.

Mit den in Abb. 16 eingeschriebenen Werten ist:

$$\frac{J}{F_o} = \frac{15000}{118} = 127\ cm^2 = 0{,}0127\ m^2$$

$$\frac{J}{F_{u1}} = \frac{15000}{60} = 0{,}025\ ,$$

$$\frac{J}{F_{u2}} = \frac{15000}{87} = 0{,}0172\ ,$$

$$\frac{J}{F_{d1}} = \frac{15000}{69{,}4} = 0{,}0216\ ,$$

$$\frac{J}{F_{d2}} = \frac{15000}{50{,}8} = 0{,}0295\ ,$$

$$\frac{J}{F_{d3}} = \frac{15000}{38{,}2} = 0{,}0393\ ,$$

$$\frac{J}{F_{v1}} = \frac{15000}{37{,}4} = 0{,}0401\ ,$$

$$\frac{J}{F_{v2}} = \frac{15000}{28{,}2} = 0{,}0532\ ,$$

$$\frac{J}{F_{v3}} = \frac{15000}{23{,}8} = 0{,}0631\ ,$$

$$\frac{1}{\cos^3\alpha} = \left(\frac{2{,}884}{2{,}4}\right)^3 = 1{,}738$$

$$\frac{h^3}{\lambda^3} = \left(\frac{1{,}6}{2{,}4}\right)^3 = 0{,}296$$

$$\frac{\lambda}{l^2} = \frac{2{,}4}{1{,}6^2} = 0{,}938$$

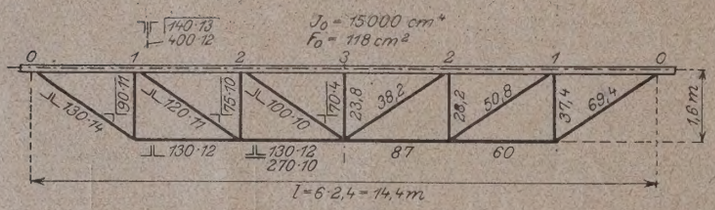


Abb. 16. Stabquerschnitte.

$$E J \cdot {}^{s}\delta_{11} = 0{,}938\,[0{,}0127 + 0{,}0250 + 1{,}738\,(0{,}0216 + 0{,}0295) + 0{,}296\,(0{,}0401 + 0{,}0532)] = 0{,}1445\ m$$

$$E J \cdot {}^{M}\delta_{11} = \frac{2}{3} \cdot 2{,}4 = 1{,}6\ ,$$

$$E J\,\delta_{11} = 1{,}7445\ m$$

$$E J \cdot {}^{M}\delta_{22} = 0{,}938\,[3 \cdot 0{,}0127 + 0{,}0172 + 1{,}738\,(0{,}0295 + 2 \cdot 0{,}0393) + 0{,}296 \cdot 0{,}0532] = 0{,}1789\ m$$

$$E J \cdot {}^{s}\delta_{22} = 1{,}6\ ,$$

$$E J\,\delta_{22} = 1{,}7789\ m$$

$$E J \cdot {}^{s}\delta_{33} = 0{,}938\,[2 \cdot 0{,}0127 + 1{,}738 \cdot 2 \cdot 0{,}0393 + 0{,}296 \cdot 0{,}0631] = 0{,}1695\ m$$

$$E J \cdot {}^{M}\delta_{33} = 1{,}6\ ,$$

$$E J\,\delta_{33} = 1{,}7695\ m$$

$$E J \cdot {}^{s}\delta_{12} = -\,0{,}938\,[1{,}738 \cdot 0{,}0295 + 0{,}296 \cdot 0{,}0532] = -\,0{,}0529\ m$$

$$E J \cdot {}^{M}\delta_{12} = \frac{1}{6} \cdot 2{,}4 = 0{,}4\ ,$$

$$E J\,\delta_{12} = +\,0{,}3371\ m$$

$$E J \cdot {}^{s}\delta_{23} = +\,0{,}938 \cdot 2 \cdot 0{,}0127 = 0{,}0238\ m$$

$$E J \cdot {}^{M}\delta_{23} = \frac{1}{6} \cdot 2{,}4 = 0{,}4\ ,$$

$$E J\,\delta_{23} = 0{,}4238\ m$$

$$E J\,\delta_{m1} = -\,2{,}4^2 = -\,5{,}76\ tm^2$$

$$E J\,\delta_{m2} = -\frac{183}{96} \cdot 2{,}4^2 = -\,10{,}98\ ,$$

$$E J\,\delta_{m3} = -\frac{107}{48} \cdot 2{,}4^2 = -\,12{,}84\ ,$$

Die Elastizitätsgleichungen sind nun:

$$1{,}7445\,X_1 + 0{,}3371\,X_2 = 5{,}76$$
$$0{,}3371\,X_1 + 1{,}7789\,X_2 + 0{,}4238\,X_3 = 10{,}98$$
$$0{,}8476\,X_2 + 1{,}7695\,X_3 = 12{,}84$$

daraus

$$X_1 = X_5 = 2{,}4331\ tm$$
$$X_2 = X_4 = 4{,}4956\ ,$$
$$X_3 = 5{,}1029\ ,$$

II. Gegensymmetrische Teilbelastung.

Elastizitätsgleichungen

$$X_1\,\delta_{11} + X_2\,\delta_{12} = -\,\delta_{m1}$$
$$X_1\,\delta_{12} + X_2\,\delta_{22} = -\,\delta_{m2}$$

$$E J\,\delta_{m1} = +\frac{\lambda^2}{12} = +\frac{2{,}4^2}{12} = 0{,}48\ tm^2$$

$$E J\,\delta_{m2} = +\lambda^2\left(\frac{1}{6} - \frac{1}{8} \cdot \frac{1}{3} - \frac{1}{16} \cdot \frac{1}{2}\right) = \frac{3}{32}\lambda^2 = +0{,}54$$ (Abb. 17):

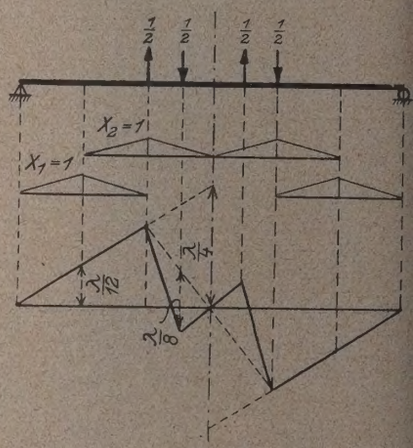


Abb. 17.

also:

$$1{,}7445\,X_1 + 0{,}3371\,X_2 = -\,0{,}48$$
$$0{,}3371\,X_1 + 1{,}7789\,X_2 = -\,0{,}54$$

$$X_1 = -\,0{,}2247\ tm$$
$$X_2 = -\,0{,}2610\ ,$$

Zum endgültigen Ergebnis sind die aus den beiden Rechnunggängen ermittelten X-Werte zu addieren, so daß also wird für P = 1:

$$X_1 = 2{,}4331 - 0{,}2247 = 2{,}2084\ tm$$
$$X_2 = 4{,}4956 - 0{,}2610 = 4{,}2346\ ,$$
$$X_3 = 5{,}1029 + 0 = 5{,}1029\ ,$$
$$X_4 = 4{,}4956 + 0{,}2610 = 4{,}7566\ ,$$
$$X_5 = 2{,}4331 + 0{,}2247 = 2{,}6578\ ,$$

Damit erhält man das Biegungsmoment in der Mitte des dritten Feldes für P = 1,0 t:

$$M = \mathfrak{M}_o - \frac{X_2 + X_3}{2} = \frac{1{,}0\,(3{,}5 + 2{,}0)}{6}\,2{,}5 \cdot \lambda - \frac{9{,}3375}{2} = 0{,}83\,P \cdot tm$$

Dies ist eine Übereinstimmung mit den vorherigen Ergebnissen, die die Annahme eines Ersatzbalkens mit unveränderlichem Trägheitsmoment und damit die erleichterte Berechnungsweise gerechtfertigt erscheinen läßt.

Zusammenfassung.

Die Ansicht, daß die im Obergurt eines Kranfachwerkträgers infolge der unmittelbaren Lastübertragung auftretenden Biegungsmomente sich nur äußerst schwierig und langwierig errechnen lassen, und daher der in der Praxis stehende Konstrukteur gezwungen sei, sich nach rohen Faustformeln zu richten, ist vielfach verbreitet. Die vorliegende Arbeit hat nun den Zweck, die Lösung der Aufgabe durch den Gebrauch der für verschiedene Felderanzahlen aufgestellten Zahlentafeln mit nur geringer Mühe zu ermöglichen. Für eingehendere Untersuchungen ist die Auftragung von Einflußlinien besprochen.

Die am Schluß durchgeführte Vergleichsrechnung ergibt die Berechtigung der für die Ermittlung der Zahlentafeln getroffenen Annahmen.

SANDSTRAHLGEBLÄSE IM EISENBAU.

Von Ingenieur W. Kaempfer, Durlach.

Der Schutz von Eisenbauten gegen die Einflüsse der Witterung ist in hohem Maße von einer guten Verbindung zwischen den Eisenteilen und dem Rostschutzmittel abhängig. Vor Aufbringung eines Rostschutzmittels ist es daher unbedingt erforderlich, etwa vorhandenen Zunder, Rost oder alte Farbreste möglichst vollkommen zu entfernen, da andernfalls die Gefahr besteht, daß sich diese Teile mit der darüber befindlichen Schutzschicht loslösen und das ungeschützte Eisen frei zutage treten lassen.

Das Entfernen von Zunder, Rost und Farbresten erfolgt vielfach noch von Hand mittels Schabern und Stahldrahtbürsten, wobei jedoch nur eine unvollkommene Reinigung des Eisens stattfindet, da insbesondere die in den Poren befindlichen Unreinigkeiten nicht in genügender Weise entfernt werden.

Abb. 1. Druckfreistrahlgebläse.

Schneller und wesentlich besser läßt sich die Reinigung durch Sandstrahlgebläse erzielen, da der Sandstrahl nicht nur in die feinsten Poren eindringt und somit eine vollständige Reinigung erreicht, sondern auch eine feine Aufrauhung der ganzen Oberfläche bewirkt, wodurch ein gutes Haften des Rostschutzmittels gewährleistet wird.

Je nach der Art des anzuwendenden Rostschutzmittels muß die Sandstrahlbehandlung eine mehr oder weniger weitgehende sein. Bei Brücken, Gas- und Wasserbehältern, Fördergerüsten und ähnlichen Eisenkonstruktionen, bei welchen ein Farbanstrich verwendet wird, ist ein Entzundern der Eisenteile ausreichend, wobei ein Mann mit einem Freistrahlgebläse bei 1,5 bis 2 at Druck in der Stunde etwa 5 bis 20 qm Oberfläche reinigen kann. Die Leistung ist naturgemäß von der Eisenbeschaffenheit und der Strahlgröße bzw. von der verbrauchten Luftmenge abhängig, die 1 bis 4 cbm pro Minute bezogen auf ausgesaugtes Luftvolumen beträgt. Die Beschaffenheit der Eisenoberfläche übt einen sehr großen Einfluß auf die erzielte Leistung aus, da je nach der Art der Zunderschicht z. B. an ein und derselben Blechtafel sich die Reinigungszeiten pro qm wie 3 zu 1 verhalten können.

Eisenteile, die starken Erschütterungen oder roher Behandlung ausgesetzt sind, wie Untergestelle von Eisenbahnfahrzeugen sowie Grubenwagen, erhalten vielfach einen Metallüberzug als Rostschutz. Dieser ist naturgemäß teurer wie ein Farbanstrich, dürfte jedoch infolge seiner wesentlich größeren Haltbarkeit mit Vorteil angewendet werden. Bei den Untergestellen von Eisenbahnfahrzeugen sind z. Zt. Versuche angestellt worden, sie mit einem Metallüberzug nach dem Schoopschen Metallspritzverfahren zu versehen, während z. B. Grubenwagen z. Zt. schon mit galvanisch verzinkten Blechen nach dem Verfahren von J. Feith, Köln-Lindenthal, gebaut werden. Die Anwendung beider Verfahren setzt eine vollständige metallische Reinigung der Eisenteile voraus, da sonst der Metallüberzug nicht haftet. Diese Reinigung kann ebenfalls mittels Sandstrahlgebläsen erfolgen, es empfiehlt sich jedoch hierbei, insbesondere wenn dünnere Bleche verarbeitet werden, diese vorzubeizen, um bei den dünneren Blechen, die mehr oder weniger kalt gewalzt werden, die hart eingewalzte Zunderschicht zu lösen, da dadurch eine wesentliche Steigerung der Leistung der Sandstrahlgebläse erreicht wird. Die Aufrauhung der Eisenteile durch den Sandstrahl ist für die Haltbarkeit der Metallüberzüge besonders wertvoll, da diese an mit Sandstrahl behandelten Teilen wesentlich besser haften, als an nur gebeizten. Da hierbei die Eisenteile, wie erwähnt, vollständig metallisch rein decapiert werden müssen, ist eine längere Sandstrahlbehandlung nötig, so daß sich die Leistung einer Freistrahldüse mit gleichen Abmessungen wie vorstehend angegeben auf 1 bis 5 qm in der Stunde beläuft. Durch Vorbeizen der Teile kann jedoch eine Leistung von 1,5 bis 10 qm erreicht werden.

Die Ausführung der Sandstrahlgebläse muß natürlich dem jeweiligen Verwendungszweck möglichst angepaßt werden. Im allgemeinen kann man 3 Arten von Sandstrahlgebläsen unterscheiden:

1. Ortsfeste Freistrahlgebläseanlagen,
2. fahrbare Freistrahlgebläseanlagen,
3. Sandstrahlgebläseanlagen mit mechanisch bewegten Düsen.

Diese verschiedenen Sandstrahlgebläsearten seien nachstehend an Hand von Ausführungen der Badischen Maschinenfabrik in Durlach näher beschrieben.

1. Ortsfeste Freistrahlgebläseanlagen.

Diese Anlagen eignen sich besonders zum Reinigen von geraden und gebogenen Profileisen und Blechen sowie für bereits zusammengebaute Konstruktionsteile, z. B. Untergestelle von Eisenbahnfahrzeugen, Behälter u. dergl. Die Ausführung der Freistrahlgebläse ist dabei dieselbe, wie sie in Gießereien zum Putzen der Gußstücke verwendet werden. Abb. 1 läßt links den Druckapparat erkennen, in welchem sich der Sand mit der Preßluft mischt, während die Handhabung der Freistrahldüse durch den mit einem Staubschutzhelm versehenen

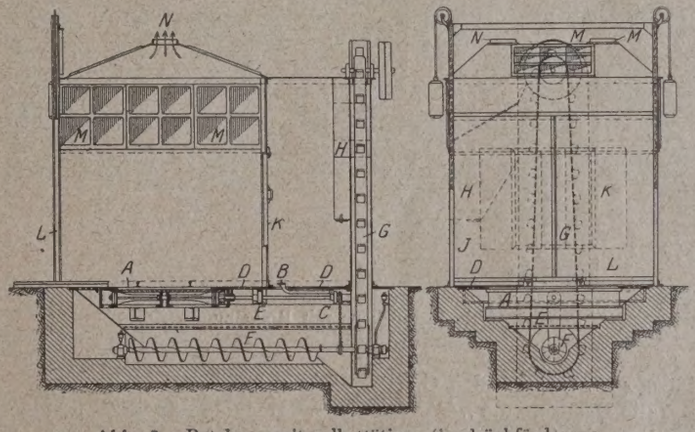


Abb. 2. Putzhaus mit selbsttätiger Sandrückförderung.

Mann ebenfalls ersichtlich ist. Um eine Belästigung der Umgebung durch Staub und Sand zu vermeiden und letzteren zwecks Wiederverwendung zurückzugewinnen, empfiehlt es sich, die Sandstrahlbehandlung in einem geschlossenen Raum vorzunehmen. Für größere Anlagen dürfte die Verwendung von Putzhäusern mit mechanischem Sandrücktransport entsprechend Abb. 2 vorteilhaft sein.

Bei diesen Putzhäusern werden die mittels Sandstrahlgebläse zu behandelnden Gegenstände auf einem Transportwagen auf die Drehscheibe „A" verbracht. Der das Sandstrahlgebläse bedienende Arbeiter steht vor der Türöffnung „K" außerhalb des eigentlichen Putzraumes. Der Arbeiter kann durch Niedertreten des Fußhebels „B" mittels Kupplung „C" die Drehscheibe „A" in langsame Umdrehungen versetzen, wodurch ein Bearbeiten der Gegenstände mittels Sandstrahl von allen Seiten möglich ist, ohne daß der Arbeiter seinen Platz verläßt. Zum Wenden der zu bearbeitenden Gegenstände kann auch im Innern des Putzhauses ein Flaschenzug oder ein kleiner Laufkran eingebaut werden.

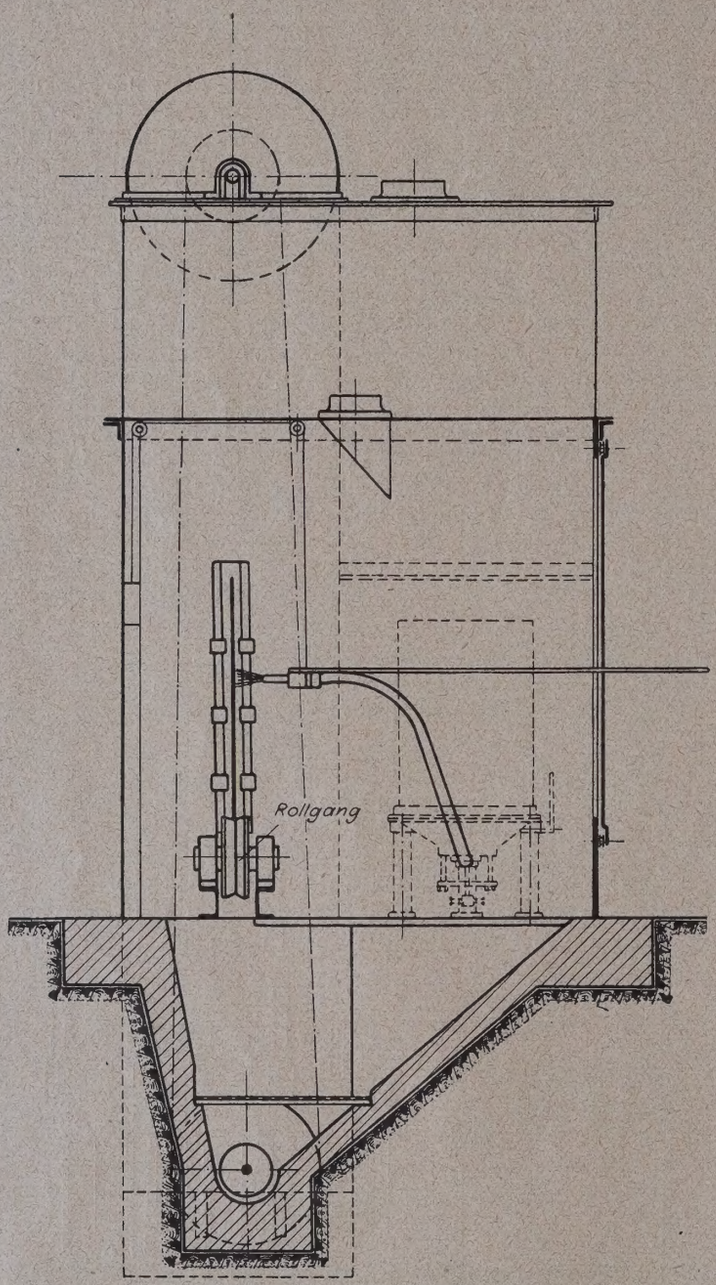


Abb 3. Putzhaus mit Rollgang.

Der gebrauchte Sand fällt durch die gelochten Abdeckplatten „D" und Siebe „E" in eine Sandtransportschnecke „F", welche ihn einem Sandbecherwerk „G" zuführt. Durch dieses wird der Sand in einen Vorratsbehälter „H" gefördert, wobei er nochmals durchgesiebt wird, um dann wieder verwendet zu werden.

Der benötigte Sand soll etwa 1 mm Korngröße besitzen und möglichst aus reinem Quarzsand bestehen, da weichere Sandsorten sich schnell zu Staub zerschlagen und auch geringe Wirkung ausüben. Sand in der angegebenen Art wird von den meisten Sandsiebereien in guter Beschaffenheit geliefert, so daß eine besondere Aufbereitung nicht nötig ist. Nur ist darauf zu achten, daß der verwendete Sand vollständig trocken ist, da andernfalls leicht Verstopfungen der Sandstrahlapparate eintreten. Der gebrauchte Sand ist wieder verwendbar, nur muß derselbe, wenn nötig, getrocknet und durch Sieben von groben Unreinigkeiten befreit werden.

Am Putzhaus befinden sich bei „K" wagerecht verschiebbare Türen, welche dem jeweiligen Bedarf entsprechend eingestellt werden können. Zum Ein- und Ausbringen der Gegenstände dienen senkrecht verschiebbare, durch Gegengewichte

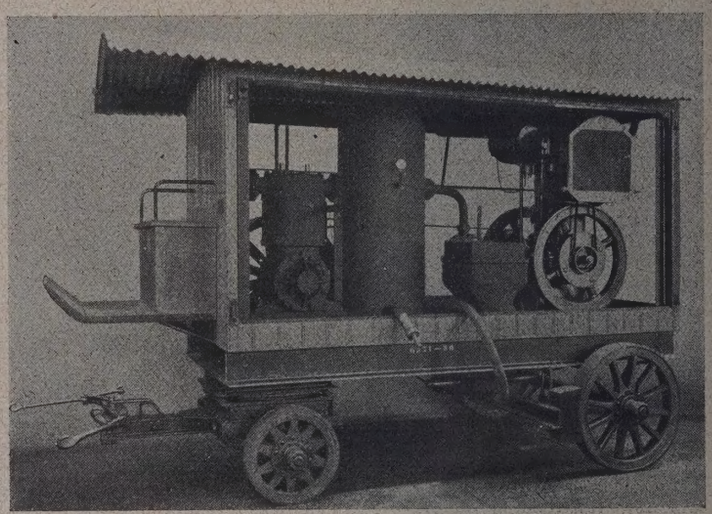


Abb. 4. Fahrbare Sandstrahlgebläse-Anlage.

ausgewuchtete Türen „L". Die Beleuchtung des Putzhauses erfolgt durch Fenster „M", es empfiehlt sich jedoch, auch noch eine künstliche Lichtquelle einzubauen. Die Staubabsaugung erfolgt durch die Rohrstutzen „N" in der Weise, daß die nachströmende reine Luft durch die Türöffnung „K" eintritt, so daß der das Freistrahlgebläse bedienende Arbeiter nicht vom Staub belästigt wird. Sollen in einem derartigen Putzhaus auch gerade Bleche und Profileisen von größerer Länge gereinigt werden, so läßt sich ein einfacher Rollgang entsprechend Abb. 3 darin einbauen, auf welchem die zu reinigenden Gegenstände von Hand durch das Putzhaus bewegt werden können.

2. Fahrbare Freistrahlgebläseanlagen.

Zur Reinigung von großen Eisenbauten, wie Brücken, Wasser- und Gasbehältern, Schiffskörpern, Fördergerüsten, Masten für Starkstromleitungen und dergl. müssen fahrbare Sandstrahlgebläse verwendet werden, wobei ihre Ausführung den jeweiligen Verhältnissen und den zur Verfügung stehenden Kraftquellen angepaßt werden muß. Abb. 4 zeigt eine derartige fahrbare Anlage, welche für Pferdebespannung eingerichtet ist. Aus der Abbildung ist der Einbau des Verbrennungsmotors, Kompressors mit Druckluftkessel sowie des Sandstrahlapparates ersichtlich. Sofern es sich um die Reinigung größerer und insbesondere hoher Eisenbauten handelt, ist es nicht empfehlenswert, den Sandstrahlapparat in die Anlage fest einzubauen, damit man ihn möglichst nahe an die Arbeits-

stelle verbringen kann, um auf diese Weise den der Abnützung unterworfenen Sandschlauch möglichst kurz halten zu können.

Zum Antrieb des Luftkompressors kann, wenn es die örtlichen Verhältnisse gestatten, auch ein Elektromotor verwendet

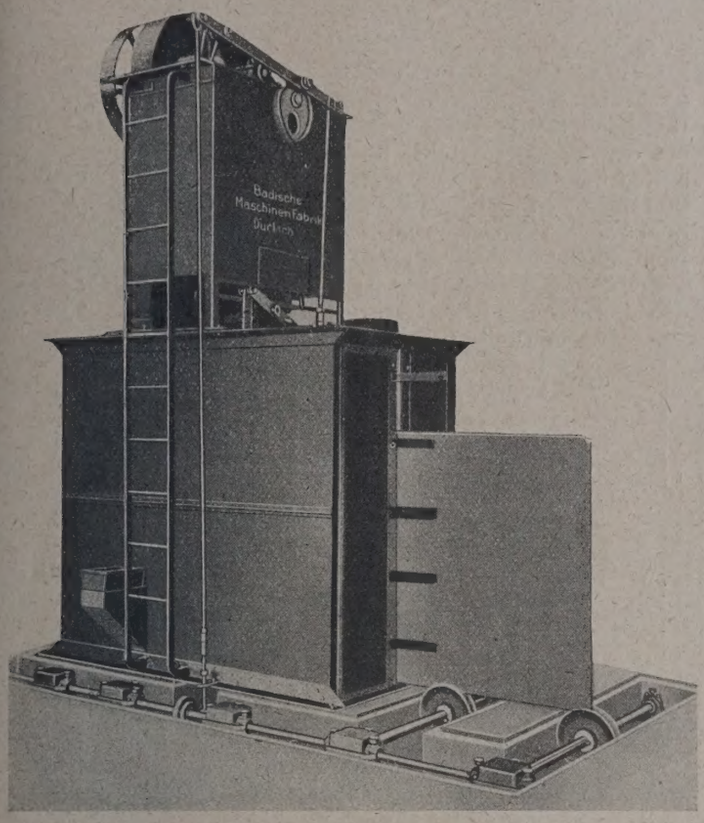


Abb. 5. Sandstrahlgebläse zum Entzundern von Blechen.

werden. Auch können derartige Anlagen auf Schienen laufend geliefert werden.

Besondere Vorkehrungen gegen Staubbelästigung sind bei diesen im Freien arbeitenden Sandstrahlgebläsen nicht nötig, dagegen kann vielfach der gebrauchte Sand durch ausgespannte Tücher wieder aufgefangen werden, da andernfalls mit einem Sandverbrauch von 0,1 bis 0,4 cbm in der Stunde zu rechnen ist.

3. Sandstrahlgebläseanlagen mit mechanisch bewegten Düsen.

Die Reinigung kleinerer Gegenstände, z. B. von kurzen Profileisen, Knotenblechen u. dergl., kann mit Vorteil auf Sandstrahlgebläsen mit mechanisch bewegten Blasdüsen erfolgen. Diese Sandstrahlgebläse in Ausführungen, wie sie bei Gußputzereien üblich sind, besitzen einen mechanisch bewegten Fördertisch, auf welchen die zu reinigenden Gegenstände aufgelegt werden, während die Reinigung selbst innerhalb der Maschine durch ebenfalls mechanisch bewegte Blasdüsen erfolgt. Die Bedienung der Maschine erstreckt sich demnach nur auf das Auf- und Abnehmen sowie Wenden der Gegenstände.

Sollen größere Mengen von Blechtafeln sowie Walzeisen in den üblichen Längen entzundert werden, so kann diese Arbeit durch Sonderausführungen von Sandstrahlgebläsen, die mit mehreren mechanisch bewegten Düsen ausgerüstet sind, schneller und wirtschaftlicher erfolgen wie durch Freistrahlgebläse.

Abb. 5 zeigt eine derartige Sonderbauart zum Entzundern von Blechen. Wie aus der Abbildung ersichtlich ist, werden bei diesen Gebläsen die zu bearbeitenden Bleche stehend durch einen mechanisch bewegten Rollgang durch die Maschine geführt. In ihrem Innern befinden sich an zwei auf- und abwärtsbewegten Luftzuführungsrohren 6 bis 8 sich gegenüberstehende Blasdüsen, welche die sich langsam vorwärts bewegenden Bleche von beiden Seiten bestrahlen. Der gebrauchte Sand wird durch ein Becherwerk in die Höhe gehoben und fließt den Düsen in sichtbarem Strahl wieder von neuem zu, so daß keine besondere Wartung der Maschine nötig ist. Sollen die Blechtafeln nur einseitig entzundert werden, so kann man gleichzeitig zwei gegeneinander gestellte Blechtafeln durch die Maschine laufen lassen. Die Abmessungen der Maschine richten sich nach den größten zu bearbeitenden Blechen und es wurden schon Maschinen zum gleichzeitigen Entzundern von 2 Blechen von 30 mm Stärke, 2 m Breite bei beliebiger Länge geliefert.

Sandstrahlgebläse zum Entzundern von Walzeisen sind, wie Abb. 6 zeigt, ganz ähnlich gebaut, nur befinden sich im Innern an Stelle von auf- und abwärtsbeweglichen Düsen 4 schwingende Düsen.

Die Sandstrahlgebläse nach Abb. 5 u. 6 werden im besonderen von Waggon- und Lokomotivfabriken vielfach angewendet, da bei diesen Werken viele gleichartige Teile vorkommen. Durch Abstellen einiger Düsen sowie durch Veränderung des Düsenhubes läßt sich die Strahlbreite in weiten Grenzen verändern, so daß verschiedene Blechbreiten sowie Profilgrößen und -arten bearbeitet werden können. Mit diesen

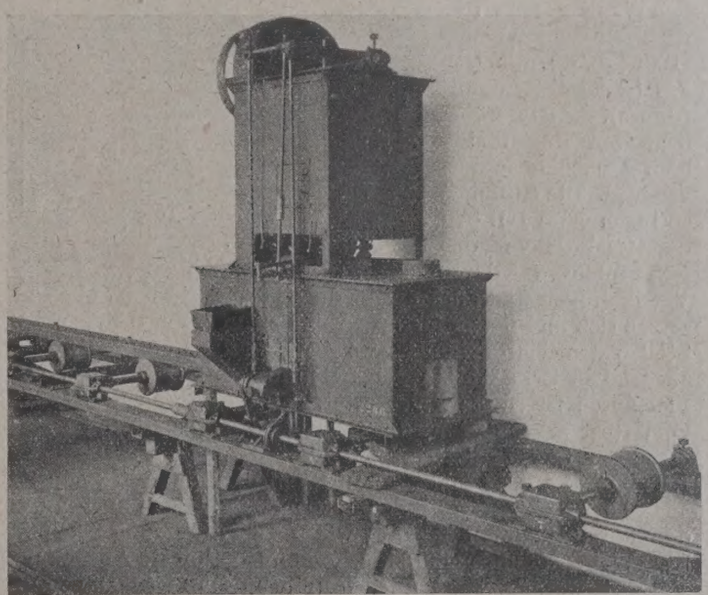


Abb. 6. Sandstrahlgebläse zum Entzundern von Walzeisen.

Maschinen lassen sich bei 1,5 bis 2 at Druck in der Stunde 4 bis 10 qm Oberfläche pro Düse reinigen, wobei der Luftbedarf einer Düse 1 bis 2 cbm pro Minute beträgt.

Zum Schluß sei noch darauf hingewiesen, daß sich Sandstrahlgebläse nicht nur zur Reinigung von Eisenteilen verwenden lassen, sondern auch sehr gut zur Reinigung von Bauwerken aus Stein, Beton und dergl. benutzt werden können. Je nach der Größe und Art der zu bearbeitenden Gegenstände kommt dabei entweder eine ortsfeste oder fahrbare Sandstrahlgebläseanlage zur Verwendung.

RISSEBILDUNGEN INFOLGE ROST UND TEMPERATUR.

Mitgeteilt und besprochen von Stadt-Ingenieur Alfons Schroeter.

An der Ungarnstraße im Norden Berlins steht eine Friedhofsgrenzmauer von über 500 m Länge. Sie ist zum kleinsten Teile (50 m) auf Einzelpfeilern und zum größten Teile (200 + 260 m) auf Betonstützmauern fundiert. Die drei Strecken seien zum besseren Verständnis in der genannten Reihenfolge mit A, B und C bezeichnet. Zwischen Strecke B und C steht ein etwa 20 m langer Holzzaun.

Teil A zeigt über den Einzelpfeilern Vertikalrisse infolge Pfeilersetzungen, welche auf den Bau der nahe vorbeiführenden Untergrundbahn zurückgeführt werden. Strecke B befindet sich in gutem Zustande und zeigt nur sehr vereinzelt Vertikalrisse infolge Temperaturänderungen.

Weit bedeutender sind die Risseerscheinungen in Teil C, welcher in den Abb. 1 bis 3 dargestellt ist. Mit großer Gleichmäßigkeit sind hier in jedem der 75 Felder von 3,5 m Länge horizontale Fugenrisse immer da aufgetreten, wo die als Armierung der nur 13 cm starken, zwischen Strebepfeilern stehenden Wand gegen Winddruck gedachten Flacheisen 20/1,5 mm liegen (siehe Querschnitt Abb. 2). Die höher liegenden Fugen sind häufig nach oben ausgebogen. Die Rißfugen springen zum Teil beiderseits kurz vor den Strebepfeilern durch Vertikalfugen und auch direkt durch den Stein nach oben und setzen sich im Pilaster fort. In Abb. 1 sind die Fugenrisse an den Stellen deutlich erkennbar, wo der Mörtel schon gänzlich herausgefallen ist. Abb. 3 zeigt eine mörtelfreie Rißfuge. Das Flacheisen ist so stark verrostet, daß es erst nach Befreiung vom Rost erkennbar wird. Ober- und unterhalb hat sich in mehreren Lagen Blattrost gebildet, der das Bandeisen von 1,5 mm auf 3 bis 5 mm verstärkt und die Mauerwerkschichten auseinandergesprengt hat. Die Flacheisen liegen auch an anderen Stellen so wellenförmig, wie aus der Abbildung erkennbar ist. Wahrscheinlich sind sie schon ohne geringste Anspannung eingelegt worden, was natürlich unsachgemäß ist. Die Mauerstrecke B, welche im wesentlichen genau wie C konstruiert ist, wurde ohne Flacheiseneinlage etwa ein bis zwei Jahre früher ausgeführt. Die der Baupolizei vorgelegte statische Berechnung blieb ohne Beanstandung, während die für Strecke C berichtigt wurde. Es wurde verlangt, daß zur Sicherheit gegen Winddruck die obengenannten Bandeisen eingelegt werden sollen. Eben diese Strecke zeigt nun — nach etwa 13 Jahren — Rißbildungen von ganz außergewöhnlichem Ausmaße, während die nicht armierte Strecke völlig unbeschädigt dasteht. Der geschilderte Sprengungsprozeß kann jedoch noch nicht als abgeschlossen bezeichnet werden, da er — allmählich von oben nach unten weiterschreitend — erst etwa in halber Mauerhöhe angelangt ist.

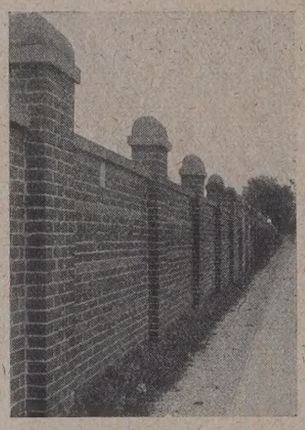


Abb. 1.

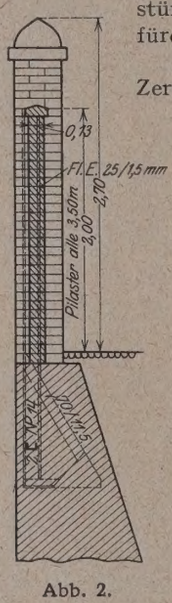


Abb. 2.

Hiermit nicht genug, zeigt Strecke C eine eigenartige Folgeerscheinung des Wärmeeinflusses von wohl selten gesehener Regelmäßigkeit. Jeder einzelne der 76 Pilasterköpfe ist fast um den gleichen Winkel nach vorn übergekippt und bildet hinten kurz über Wandhöhe eine klaffende Fuge. In Abb. 1 sind diese Verkippungen bei genauerem Hinsehen zu erkennen. Zum besseren Vergleich sind zwei Köpfe (der sechste und siebente Kopf auf der Abbildung) bereits wieder gerade gerichtet und ausgebessert worden. An Ort und Stelle wirkt die schiefe Stellung der Köpfe so stark, daß man bei Sturm ein Herabstürzen und damit Gefährdung des Publikums befürchtet.

Bei der Beurteilung der Ursache dieser zweiten Zerstörungserscheinung in derselben 260 m langen Mauer war man sich darüber einig, daß die zur Verstärkung der Pilaster in diese eingebauten [-Eisen-Ständer (siehe Abb. 2) die direkt aufgemauerten Köpfe nach längerer einseitiger Sonnenbestrahlung nach oben abgedrückt haben. Die Ständer stehen dicht hinter der Pilasterrückenfläche, also exzentrisch im Pfeiler. Die Mauer steht etwa in der West-Ost-Richtung, sodaß die Rückenfläche der größten Sonnenbestrahlung ausgesetzt ist. Da auch ein leicht einzurichtender kleiner Luftraum über dem Ständerkopf nicht vorgesehen war, mußte die Abdrückung des Pilasterkopfes hinten erfolgen, woraus sich das Überkippen erklärt.

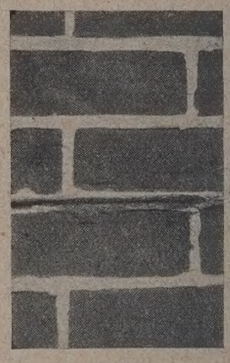


Abb 3.

Die Strecke B, welche ebenfalls mit eisernen Verstärkungsständern in den Pilastern versehen ist, hat vollständig heile Köpfe. Die Erklärung hierfür gibt der dichte Baumbestand des alten Friedhofteiles, welcher kaum einen Sonnenstrahl durchläßt, während Mauer C ohne schattenspendenden Baumschutz ist. Nur eine kleine im Hintergrunde der Abb. 1 erkennbare Baumgruppe steht an Mauer C. An dieser Stelle sind zwei Köpfe zwar gerissen, aber nur ganz unmerklich verkippt.

Die gesamten Rissebildungen der Strecke C sind so zahlreich und wirken so unschön, daß man sich zu der kostspieligen Ausbesserung der langen Grenzmauer entschlossen hat. Da sich die Flacheisen nicht gut entfernen lassen, ist man genötigt, sich mit Nachfugen zu begnügen, freilich eine recht behelfsmäßige und eine Dauerwirkung nicht versprechende Methode. Das Richten der Köpfe und Herstellen einer Dehnungsfuge oberhalb der Ständer macht keine erheblichen Schwierigkeiten.

Da man in der Praxis und auch in der Zeitschriftenliteratur neuerdings dieser „sparsamen Bauweise" von Grenzmauern begegnet, sei der vorstehende Erfahrungsfall zur Beachtung empfohlen.

LITERATURSCHAU.

Gesammelt und geordnet von Regierungsbaumeister Dr.-Ing. W. Kunze, Privatdozent, Dresden.

Baustoffkunde.

192. Das preußische staatliche Materialprüfungsamt, seine Entstehung und seine Entwicklung. Von Direktor, Geh. Regierungsrat Prof. Dr.-Ing. e. h. Rudeloff. Mitt. des Mat.-Prüf.-Amtes zu Berlin-Lichterfelde-West 1919, 3. und 4. Heft. (21 Seiten.)

193. Das technische Versuchswesen mit besonderer Berücksichtigung der Materialprüfung. Von Baurat Ing. Rudolf Czeija. Österr. Monatsschrift f. d. öffentl. Baudienst usw., 1921, Heft 2, 6 S.

194. III. Bericht (Schlußbericht) über das Verhalten hydraulischer Bindemittel im Seewasser. Von Geh. Reg.-Rat Prof. Dr.-Ing. e. h. Gary. Mitt. des Mat.-Prüf.-Amtes zu Berlin-Lichterfelde-West 1919, Heft 3—4. (40 Seiten.)

195. Versuche mit Hochofenschlacke. Von Prof. Burchartz. Mitt. des Mat.-Prüf.-Amtes zu Berlin-Lichterfelde-West 1919, Heft 3—4. (8 Seiten.)

196. Versuche mit Hochofenschlacke. Von Prof. Burchartz, 3. (Schluß-)Bericht, veröffentlicht in Stahl und Eisen 1921, Nr. 6, S. 193—200.

197. Die Eigenschaften von Portlandzementen, Eisenportlandzementen, Hochofenzementen und anderen hydraulischen Bindemitteln. Von Prof. H. Burchartz, Mitt. des Mat.-Prüf.-Amtes zu Berlin-Lichterfelde-West 1919, Heft 3—4, 15 S.

198. Feinde des Zements. Von Geh.-Rat Prof. Dr. Gary, Mitt. des Mat.-Prüf.-Amtes zu Berlin-Lichterfelde-West 1919, Heft 1/2, 7 S.

199. Zementkalke und ihre Eigenschaften. Von Prof. H. Burchartz, Tonind.-Ztg. 1921, Nr. 19, S. 138—140 mit Zahlenübersichten über Zementkalke und hydraulische Kalke.

200. Hochwertige Zemente. Von Dr. Wolf, Essen. Tonind.-Ztg. 1921, Nr. 13, S. 93—94.

201. Die Mörtel der Ordensbauten in Preußen. Von Reg.- und Baurat Konrad Hildebrand, Königsberg i. Pr. Denkmalpflege 1921, Nr. 2, S. 9—11.

202. Betonstampfen. Von C. Braun. Tonind.-Ztg. 1921, Nr. 16, S. 118—119. Über die Art der Stampfarbeit. Eine Zuschrift hierzu in Nr. 18, S. 131—132.

203. Kohle, Zement, Traß. Von G. W. Fredl, Tonind.-Ztg. 1921, Nr. 15, S. 110.

Statik und Festigkeitslehre.

204. Über das unverstümmelte Grundgesetz der Biegungstheorie und den Sinn der Eulerschen Knickgleichungen. Von Prof. Ewald Rasch. Mitt des Mat.-Prüf.-Amtes zu Berlin-Lichterfelde-West 1919, Heft 3—4, 4 S.

205. Die Dynamik des Kreisels und ihre technische Anwendung. Von Privatdozent Dr. Wilhelm Hort, Charlottenburg. Zentralbl. d. Bauverwaltung 1921, Nr. 10, S. 11 u. 12 sowie Nr. 11, S. 67—71 u. Nr. 14, S. 85—88.

206. Die unmittelbare Dimensionierung von Platten mit $x > d$. Mitteilung einer Annäherungsgleichung für $z = h - a$ und zugehörigen Tabellenwerten in der D. B.-Ztg. 1921, Mitt. f. Zem. u. Beton, Nr. 2, S. 15 von Arch. Aug. Dünges, Frankfurt a. M. anschließend an Ing. Paul Grumblatt, ebenda 1919, Nr. 14.

207. Graphostatische Berechnung elastisch eingespannter Gewölbe mittels Hyperbel-Umhüllungs-Zirkels. Von Dipl.-Ing. Em. Haimovici in Leipzig. D. B.-Ztg. 1921, Mitt. f. Zem. u. Beton, Nr. 2. Es handelt sich um ein zeichnerisches Verfahren, das auf den bekannten Gedanken Landsbergs unter Anwendung der Kämpferdrucklinie aufgebaut und naturgemäß an die gleichen Voraussetzungen gebunden ist, sowie Brückenbau 1921, Heft 3/4, S. 9 bis 14.

Brückenbau.

a) Allgemeines.

208. Verheerende Wirkung eines Murganges. Von Ing. Th. Güdel, Graz, Beton u. Eisen 1921, Heft 2—3, S. 21—22. Zerstörung einer vielbogigen Talbrücke.

209. Über die Berechnung von Brücken in Schleppbahnen. Von Ing. Rudolf Kern, Bauoberkommissär der Südbahn-Ges. Österr. Monatschr. f. d. öffentl. Baudienst usw. 1921, Heft 1, 2 undoo

b) Hölzerne Brücken

c) Stein- und Betonbrücken

d) Eisenbetonbrücken.

210. Eine Fußwegunterführung in Chicago. Nach Eng. News Rec. vom 21. 10. 1920. Von Dr. Haller im „Tiefbau" 1921, Nr. 8, S. 33—34. mit 4 Abb.

e) Eiserne Brücken.

Hochbaukonstruktionen und Zementwaren.

211. Zweite deutsche Lehmbautagung. Bericht in der Bauwelt 1920, Heft 5, 2 S.

212. Ein neues Deckensystem: Holzbeton. Von Dr.-Ing. Paul Müller, Dortmund, D. R.-P. Mitt. f. Zement u. Beton 1921, Nr. 3.

213. Nur Vollmauerwerk aus Lehm. Bekanntmachung des preußischen Ministers für Volkswohlfahrt vom 2. 2. 1921, abgedruckt in der Bauwelt 1921, Heft 7.

214. Ein Wettbewerb zu einem Wolkenkratzer in Danzig. Mit 33 Abb. Von Prof. Kohnke, Danzig. Industriebau 1920, Heft 12.

215. Die Schimabauweise. Von Reg.-Baurat Erler-1¼ S. in der Bauwelt 1921, Heft 5.

216. Schießls Sparbauweise. Ein Hakenstein, der unter Verwendung von Bindemitteln, nicht durch Erbrennung erzeugt wird. Süddeutsche Bau-Ztg. 1921, Nr. 7. Beilage.

Gründungsarbeiten usw.

217. Vom Rammpfahl. Von Dr.-Ing. Joachim Schultze, Bornim, Mark, Beton u. Eisen 1921, Heft 2/3. Theoretische Betrachtungen, 2—3 S.

Wasserbau.

a) Grund- und Uferbau.

b) Gewässerkunde und Wasserwirtschaft, Wasserrecht, Wasserbewegung.

218. Einrichtung zum registrierenden Messen von Wasserstand und Wassermenge in geregelten Gerinnen. Von Ing. L. Schmidt, Prof. a. d. n.-österr. Landesgewerbeschule, Wien, Z. d. österr. Ing.- und Arch.-Vereins 1921, Nr. 415, S. 23—29.

Flußbau, Kanalbau, Seebau, Hafenbau, Schleusenbau.

219. Internationaler Wettbewerb Basel—Bodensee. Schweizerische Bau-Ztg. 1921, Hefte vom 5. Februar und 12. Februar. Ausführliche Vorführung der Entwürfe.

220. Wien als Hafenstadt. Z. d. österr. Ing.- und Arch.-Ver. 1921, Heft 6.

221. Anbringung von Fendern und Reibepfählen bei Ufermauern. Von Reg.- und Baurat Schmidt, Berlin, Zentralbl. d. Bauv. 1921, Nr. 9, S. 59, Vermischtes.

222. Wasserwage zum Heben von Schleusentrögen in einer zweistufigen Einzelschleuse. D. R. P. 301 535, Zusatzpatent zu Nr. 300 928, Alb. Schneider, Aachen. ¾ Spalte mit Abb. Zentralbl. d. Bauv. 1921, Nr. 11.

Wehre, Talsperren, Wildbachverbauungen, Wasserkraftanlagen, Bewässerungen usw.

223. Die Ausnutzung der Wasserkräfte des Bezirks Überlingen für den Kreis Konstanz. Die Bauwelt 1921, Heft 7, ½ Seite. Kurze Besprechung der vier eingereichten Entwürfe von Rehbock, Ludin, Bauer und Drehmann-Stuttgart und Regierungsbaumeister Münch-Stuttgart.

224. Die Wasserkräfte von Nordtirol. Von Ing. K. Innerebner, Innsbruck, Z. d. österr. Ing.- und Arch.-Vereins 1921, Nr. 1/2, S. 3—5, 3 (Wasserkraftnummer). (Forts. folgt.)

225. Niederösterreichische Landes-Elektrizitätswerke. Veröffentlicht mit Genehmigung des niederösterr. Landesrates. Z. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1921, Heft 1/2, S. 7—9 und Nr. 4/5, S. 25 (½ Seite).

226. Die Ausnutzung der Wasserkräfte Steiermarks. Von Ing. Joseph Ornig. Wasserkraft 1921, Heft 2 und 3.

227. Die Umgestaltung des tirolischen Wasserrechtsgesetzes. Von Dr.-Ing. Ph. Krapf. Österr. Monatsschrift für den öffentl. Baudienst usw. 1921, Heft 1, S. 9—14, Heft 10, S. 40—42, Heft 11, S.

Erdbau, Tunnelbau und Bergbau.

228. Zur Berechnung von Druckschächten. Von J. Büchi, berat. Ing., Zürich. Schweiz. B.-Ztg. vom 5. und 12. 2. 1921.

Straßenbau.

229. Die Rettung der Landstraße. Von Landesbaurat Niemack, Stendal. Verkehrstechnik 1921, Nr. 5. Die Arbeit fußt auf den Ausführungen von Nessenius in der Wasser- und Wegebau-Zeitschrift 1920, Nr. 19 und 20, der darauf hinweist, daß die schweren Dampflastzüge und Motortrecker in Rheinland-Westfalen an den Landstraßen ungeheuren Schaden angerichtet haben.

230. Lastkraftwagenverkehr und Straßenerhaltung. Von Oberbaurat Ing. W. Voit-Wien, Z. d. österr. Ing.- und Arch.-Vereins 1921, Heft 6, S. 31—33 mit 3 guten Abb. und einer Kostentabelle.

Eisenbahnbau und -betrieb.

231. Wagenantrieb für Ablaufberge. Von Geh. Baurat Heinrich, Berlin. Zentralbl. d. Bauv. 1921, Nr. 9, S. 57 bis 58. 4 Abb.

232. Gleisinstandsetzungen. Von Ing. Block, Berlin. 1 Seite mit 3 Abb. in Verkehrstechnik 1921, Nr. 4, S. 51—52.

233. Amerikanische Einschienenbahn. Kurze Mitteilungen mit Bild in der Verkehrstechnik 1921, Heft 5, S. 66.

234. Stromverbrauch elektrischer Straßenbahnen. Von Straßenbahndirektor Dipl.-Ing. P. Müller, Gerthe. Verkehrstechnik 1921, Heft 4, S. 48—50.

235. Zur Elektrisierung der schweizerischen Bundesbahnen. Schweiz. B.-Ztg. vom 29. I. 1921. 1 Seite.

Eisenbetonbau.

Eisenbetonbrücken siehe unter Brückenbau!

236. Einige Industriehochbauten in Eisenbetonkonstruktion. Von Egil Magelssen, Obering., Kattowitz, Zement 1921, Nr. 2, 3, 4. Die statische Berechnung der Teile ist hierbei weitgehend und klar vorgeführt.

237. Neuere Kohlenlagerhäuser in Eisenbeton. Ausführungen der Fa. Gebr. Rank in den ersten zehn Jahren ihres Bestehens. V. Kohlenlagerhaus für das städtische Gaswerk, Plauen i. V. Beton u. Eisen 1921, Heft 2/3 u. 4/5. (Forts. folgt.)

238. Eisenbetonbauten im Militärlager Bruck-Kiralyhida. Von Ing. Awner Bastian, Lemberg, Beton u. Eisen 1921, Heft 2/3, S. 23—25 (Forts. folgt).

239. Belastung und Feuerbeanspruchung eines Lagerhauses aus Eisenbeton in Wetzlar. Besprechung des Heftes 46 des D. A. f. E. Nr. 46 in der D. B.-Ztg. 1921, Mitt. f. Zement u. Beton Nr. 2, S. 16.

240. Eisenbahnwagen aus Eisenbeton. Von Prof. Dr.-Ing. A. Kleinlogel, Darmstadt. Verkehrstechnik 1921, Nr. 4.

Eisenbau.

Eisenbrücken siehe unter Brückenbau!

Holzbau.

241. Bauholz-Verbindung. Zuschrift von Dr.-Ing. Lewe in Fragen der Wirkung des Ringdübels im „Holzbau" 1921, Nr. 3.

Städtebau und städtischer Tiefbau.

242. Die Wirtschaftlichkeit der Emscherbrunnen. Mitteilung des Ergebnisses einer Rundfrage bei 54 Städten nach Gesundheitsingenieur vom 15. I. 1921 in der Z. d. V. d. Ing. 1921, Nr. 6, S. 159.

Kunst im Ingenieurwesen. — Wirtschaftliches. — Personalnachrichten. — Vereinsnachrichten. — Standesvertretung. — Sonstiges.

243. Die Hochschule für Technik und Wirtschaft. Maßnahmen zur Reform der Technischen Hochschulen. Von H. Aumund, ord. Professor. Z. d. V. d. Ing. 1921, Nr. 6.

KURZE TECHNISCHE BERICHTE.

Die Tauchdockschleuse.

Von Ing. Ottokar Schwarz, Ziviling. für das Bauwesen, Wien.

Zur Überwindung der Höhenunterschiede bei Wasserstraßen werden heute fast ausschließlich die beiden Arten von Schiffsschleusen, d. s. die Kammer- und Schachtschleusen angewendet, während fast alle bisher projektierten mechanischen Hebewerke einschließlich der in der Fachliteratur oft fälschlich als Schleusen bezeichneten Schwimmer-, Tauch- und hydraulischen Hebewerke sowie die Schiffseisenbahnen wegen unüberwindbarer Schwierigkeiten unausgeführt bleiben. Die nachstehend beschriebene und vom Verfasser zur Patentierung angemeldete Tauchdockschleuse bildet als Tunnelschleuse eine dritte Gruppe der bewährten Schiffsschleusen.

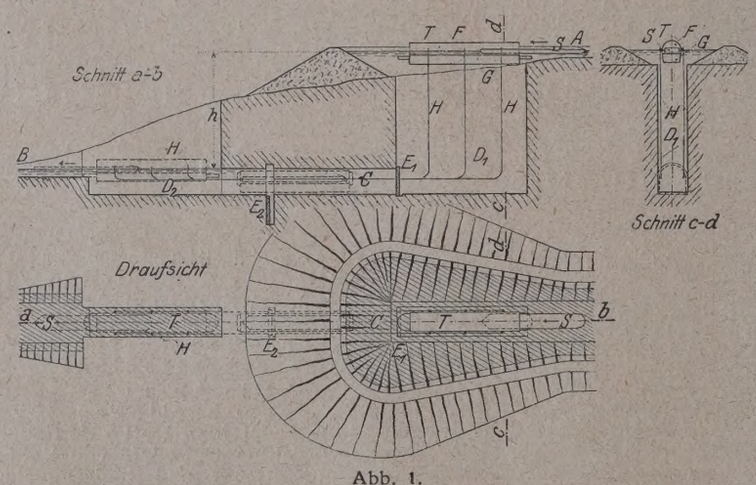


Abb. 1.

Abb. 1 zeigt eine Tauchdockschleuse, welche dazu dient, um Binnenschiffe und Flöße über den durch die obere Haltung A und die untere Haltung B gegebenen Höhenunterschied h zu heben oder zu senken. C ist der Schleusentunnel, welcher mittels der Schächte D_1 und D_2 mit der oberen bzw. unteren Haltung in Verbindung steht und dessen Scheitel unterhalb oder höchstens in der Höhe des niedrigsten Wasserspiegels der unteren Haltung liegt. E_1 und E_2 sind lotrecht verschiebbare, dichtschließende Tore (Schleusentore). Das Tauchdock T ist ein parallelepipedischer Hohlkörper, welcher an beiden Enden dicht schließende Tore (Tauchdocktore) und im übrigen allseits dichte Wandungen besitzt. Der Trog F ist stets derart mit Wasser angefüllt, daß das zu befördernde Fahrzeug darin schwimmend festgehalten und im schwimmenden Zustand des Tauchdockes bei geöffneten Toren bequem ein- und ausfahren kann. Die Ballastkammer G ist so bemessen, daß sie im ungefüllten Zustande das Schwimmen, im gefüllten das Schweben des Tauchdockes im Wasser bewirkt. H sind Führungsschienen, längs welchen ein geregeltes Hinabtauchen, Durchschleusen und im anderen Schacht wieder Emportauchen des Tauchdockes möglich ist.

Die einzelnen Abschnitte beim Senken eines zu Tal fahrenden Schiffes sind folgende: Einfahren des Schiffes in das schwimmende Tauchdock, dessen Tore geöffnet sind. Schließen der Tauchdocktore. Füllen der Ballastkammer und dadurch Untertauchen des Tauchdockes. Hinabtauchen des letzteren in Schachte D_1 und Einfahren in den Schleusentunnel bei geschlossenem Tore E_2 und geöffnetem Tore E_1. Schließen des Tores E_1. Öffnen des Tores E_2. Einfahren des Tauchdockes in den unteren Schacht D_2 und Aufwärtsfahren in demselben. Entleeren der Ballastkammer und dadurch Austauchen des Tauchdockes. Öffnen der Tauchdocktore. Ausfahren des Schiffes in die untere Haltung.

Der Vorgang bei der Bergfahrt eines Schiffes findet in derselben Reihenfolge der Abschnitte statt.

Die besonderen Vorteile, die die Verwendung der Tauchdockschleuse statt der bisher bekannten Vorrichtungen zur Hebung und Senkung von Schiffen bietet, sind folgende:

1. Leichte technische Durchführbarkeit auch bei großen Höhenunterschieden und schwierigen Bodenverhältnissen, da die einzelnen Teile (Tunnel, Tunneltore, Tauchdock usw.) in bau- und betriebstechnischer Hinsicht voneinander unabhängig sind oder nur in loser Ver-

bindung miteinander stehen und jeder der Teile für sich anderweitig schon erprobt wurde; im Gegensatz hierzu werden bei den bisher bekannten Vorrichtungen zur Überwindung großer Höhen die durch ungleichmäßiges Setzen der Fundamente sowie durch Temperatur- und Spannungsänderungen hervorgerufenen Formänderungen für den Bestand und den Betrieb des Bauwerkes um so gefährlicher, je mehr die einzelnen Teile in bau- und betriebstechnischer Hinsicht ein Ganzes bilden.

2. Die Wasserspiegel der beiden Haltungen können schwanken.

3. Zur Vergrößerung der Leistungsfähigkeit ist die Errichtung zweier Schleusentunnel, von denen der eine zur Berg-, der andere zur Talfahrt benutzt wird, sowie die Einstellung mehrerer Tauchdocks naheliegend. Die Zahl der einzelnen Schleusungen hängt dann von der Zeitdauer ab, innerhalb welcher die einzelnen Tauchdocks einander folgen können.

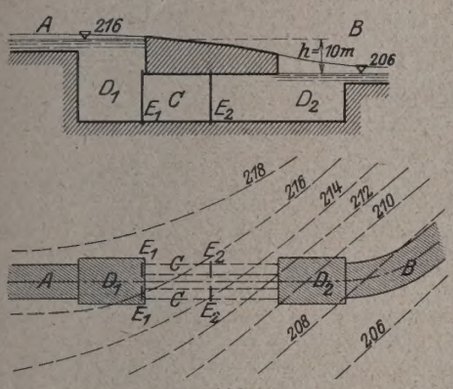


Abb. 2.

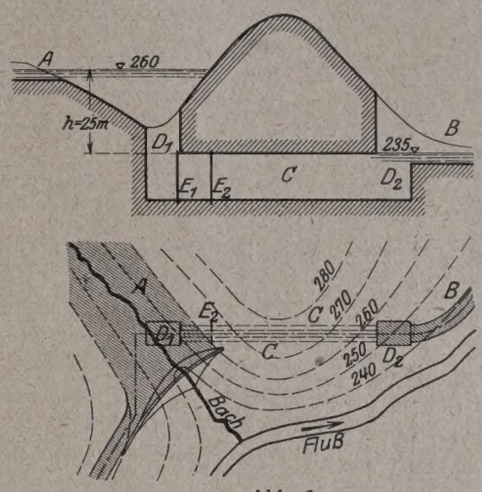


Abb. 3.

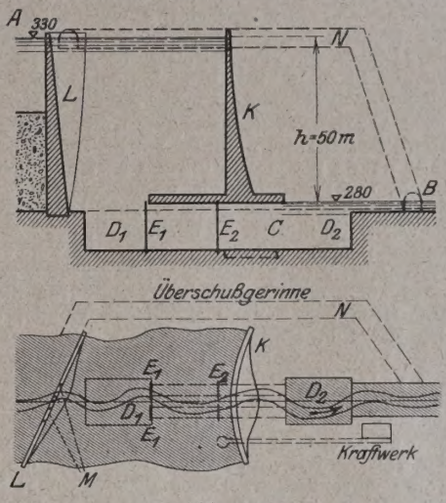


Abb. 4.

4. Es können in das Tauchdock gleichzeitig je ein Schiff ein- und ausfahren; bei der Doppeltauchdockschleuse kann außerdem das Ein- und Ausfahren der Schiffe stets nicht nur in der selben Richtung, sondern auch an demselben Orte erfolgen, was für den Raumbedarf der Anlage von Wichtigkeit ist.

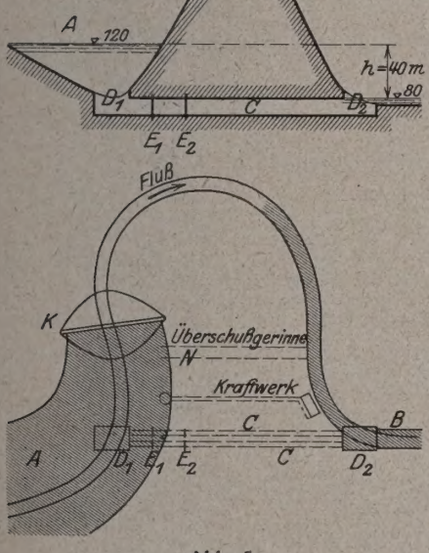


Abb. 5.

5. Es findet zur Hebung und Senkung der Schiffe kein Wasserverbrauch statt. Wird die vom vollbeladenen Schiffe verdrängte Wassermenge mit V_S und jene vom untergetauchten Tauchdock mit V_T bezeichnet, so ist der Wasserverlust, d. i. die Abgabe von Wasser aus der oberen Haltung an die untere bei einem zu Berg fahrenden Tauchdock ohne Schiff $= V_T$ (Verdrängung des Volumens V_T aus dem Schleusentunnel in die untere Haltung und Ersatz dieses Volumens aus der oberen Haltung), mit vollbeladenem Schiff jedoch $= V_T + V_S$; bei einem zu Tal fahrenden Tauchdock ohne Schiff $= -V_T$; mit vollbeladenem Schiff jedoch $= -V_T - V_S$. Wird nun vorausgesetzt, daß jedem zu Berg fahrenden Tauchdock mit oder ohne Schiff ein ebensolches zu Tal fahrendes entspricht, so ist die Summe aller Wasserverluste

$$\sum V_T + \sum (V_T + V_S) + \sum (-V_T) + \sum (-V_T - V_S) = 0.$$

6. Der Energieverbrauch ist verhältnismäßig gering und von der zu überwindenden Gefällshöhe fast unabhängig. Er setzt sich zusammen aus jenem beim Öffnen und Schließen a) der Tauchdocktore, b) der Schleusentore, ferner c) aus dem Energieverbrauch beim Füllen und Entleeren der Ballastkammer und d) aus jenem beim Bewegen des Tauchdockes und des Schiffes. Der unter a, b und d angeführte Energieverbrauch ist verhältnismäßig gering, insbesondere wenn das spezifische Gewicht der zu bewegenden Gegenstände gleich 1 gemacht wird. Nur der unter c angegebene Energieverbrauch wird bedeutend sein, da beim Entleeren der Ballastkammer das Ballastwasser an die Oberfläche der betreffenden Haltung gehoben werden muß.

7. Der Ausbau läßt sich leicht in einzelne Etappen auflösen und dadurch den Verkehrssteigerungen anpassen.

8. Durch die weitgehende Anwendung des Einbaues von Tauchdockschleusen zwischen Talsperrenanlagen ist die Errichtung von Großwasserstraßen mit kurzen virtuellen Trassenlängen (Abkürzung des Fahrweges in den Stauseen gegenüber dem Talweg des Flusses, Vergrößerung der Fahrgeschwindigkeit infolge des geringeren Schiffswiderstandes im offenen Fahrwasser der Stauseen) in Gebirgs-, ja sogar Hochgebirgsgegenden nicht nur möglich, sondern es ist auch der Transport auf solchen Gebirgswasserstraßen bedeutend billiger als auf Gebirgseisenbahnen oder Gebirgsstraßen, da zur Überwindung der Höhenunterschiede verhältnismäßig nur sehr geringe Energiemengen erforderlich sind und für den Betrieb fast kein Wasser verbraucht wird, so daß letzteres anderweitig verwendet werden kann (Wasserkraftausnutzung in den Gefällsstufen).

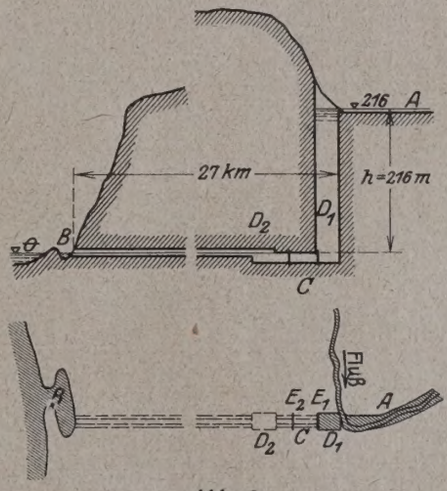


Abb. 6.

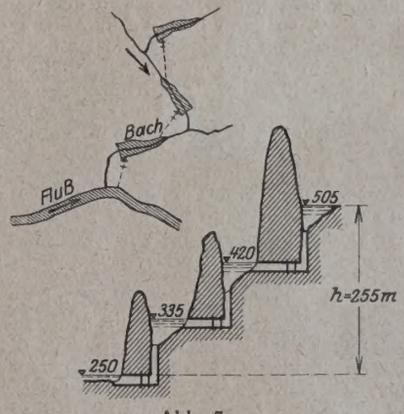


Abb. 7.

Als häufig wiederkehrende Anwendungsmöglichkeiten der Tauchdockschleuse wären folgende hervorzuheben:

Abb. 2 zeigt eine Tauchdockschleusenanlage zwischen zwei im Flachland verlaufenden Kanalhaltungen. Die obere Haltung A ist hierbei längs der Schichtenlinien bis zu einer natürlichen Geländestufe geführt. Der Oberschacht D_1 sowie die beiden Schleusentunnel C kommen noch zur Gänze im oberen Teile des Geländes zu liegen, während der Unterschacht teilweise in den tieferen Lagen sich befindet. Ober- und Unterschacht sind mit natürlichen Böschungen

und die Schleusentunnel im Tagbau hergestellt gedacht. Diese Ausführungsart ist nur bei kleinen Gefällsstufen etwa bis 20 m empfehlenswert, da der Aushub mit zunehmender Gefällshöhe unverhältnisführungsart ist nur bei kleinen Gefälsstufen etwa bis 20 m empfehmäßig größere Kosten verursacht.

Abb. 3 stellt eine Tauchdockschleusenanlage dar, bei welcher eine Terrainfalte oder ein Seitental durch Abdämmung in einen kleinen Stausee umgewandelt ist. Der dadurch gebildete obere Teil des Oberschachtes kann auch als Wendeplatz für die Schiffe bzw. als Hafen dienen. Der untere Teil des Oberschachtes ist mit natürlichen Böschungen, die Schleusentunnel teils im Tagbau, teils bergmännisch im gewachsenen Boden hergestellt gedacht. Durch diese Maßnahmen können in einer Stufe etwa bis 60 m betragende Höhenunterschiede überwunden werden.

Abb. 4 zeigt ein geradliniges, aus felsiger Sohle und hohen felsigen Ufern bestehendes Flußtal. Solche Täler finden sich als Durchbruchstäler häufig bei großen Flüssen oder Strömen und ihr starkes Gefälle macht die Schiffahrt oft unmöglich, während die Errichtung von gewöhnlichen Kammer- oder Schachtschleusen wegen Platzmangels schwer durchführbar ist oder wegen der großen Anzahl der erforderlichen Schleusen sehr große Baukosten verursachen würde. Das Durchfahren der in solcher Weise schiffbar gemachten Stromschnellen wäre auch mit großem Zeitverlust für die Schiffahrt verbunden. Mit Hilfe der Tauchdockschleuse können diese Stromschnellen in der Regel in einer einzigen Stufe überwunden werden. Mit Hilfe einer Staumauer K wird die obere Haltung A erzeugt und dadurch auf viele Kilometer oberhalb der Talsperre eine vorzügliche künstliche Wasserstraße erzeugt. Die beiden Schächte D_1 und D_2 und die Schleusentunnel werden im Felsen ausgesprengt. Um ein Verschottern und Vereisen der Tauchdockschleuse zu verhindern, ist oberhalb der Talsperre K eine zweite L errichtet, die im oberen Teil zwei mit Toren verschließbare Durchfahrtslücken M besitzt. Das Wasser des Flusses wird im Kraftwerk ausgenutzt; der Überschuß sowie die Eis- und Geschiebemengen werden unter Umgehung der beiden Talsperren durch das Überschußgerinne in die untere Haltung abgeführt.

Abb. 5 stellt den Einbau einer Tauchdockschleusenanlage in dem Mäanderlauf eines Flusses dar. Solche Mäanderläufe finden sich am ausgeprägtesten am Dnjestr, wo die Längen der Windungen bis 25 km betragen und die Flußbette an den Enden der Windungen sich oft bis auf 1 km und noch weniger nähern. Kleinere Windungen, aber darum nicht minder schön ausgebildet, finden wir auch an der Moldau in Böhmen und am Rhein zwischen Bodensee und Basel; an fast allen Gebirgsflüssen aber finden sich genügend kräftige Krümmungen, um auch dort in ähnlicher Weise wie im Mäanderlauf Tauchdockschleusen errichten zu können. Die Anordnung unterscheidet sich hier von jener in Abb. 4 dadurch, daß die Tauchdockschleuse den durch die Windung oder Flußkrümmung gegebenen Umweg abschneidet. Die künstliche Wasserstraße wird dadurch gegenüber der natürlichen abgekürzt und ergibt sich bei größeren Windungen trotz der Schleusungsdauer ein Zeitgewinn. Ist die Wasser- und Geschiebeführung gering, die Länge und der Rauminhalt des Stausees jedoch sehr groß, so kann hier die in Abb. 4 angedeutete zweite Talsperre entfallen. Das in einer Stufe zu überwindende Gefälle richtet sich bei den in Abb. 4 und 5 dargestellten Anordnungen hauptsächlich nach der Höhe der Talsperren.

Aber auch Gefälle von mehreren hundert Metern können in besonderen Fällen in einer Stufe überwunden werden. Abb. 6 zeigt, wie eine einzige Tauchdockschleusenanlage in Verbindung mit einem 27 km langen Doppeltunnel genügt, um eine schiffbare Verbindung zwischen der südöstlich von Fiume gelegenen Bucht von Buccari mit dem 216 m höheren Kulpaknie bei Brod und somit mit dem Stromgebiet der Donau herzustellen. Die Tauchdockschleuse ist hier größtenteils bergmännisch und der Doppeltunnel in der Höhe des Meeresspiegels hergestellt gedacht.

Oft nähern sich schiffbare oder leicht schiffbar zu machende Gewässer verschiedener Stromgebiete bis auf einen geringen Abstand, ohne daß es bisher möglich schien, die dazwischenliegenden hohen Wasserscheiden mit Schiffahrtskanälen zu überschreiten. So würde zum Beispiel das Gefälle der Moldau bei Hohenfurt hinauf zu einem 10 km langen Scheiteltunnel auf Kote 610 und hinab zur Donau bei Linz 50 m für die Nord- und 360 m für die Südrampe betragen, während die beiden Endpunkte nur 33 km voneinander entfernt sind. Für eine etwa zwischen dem Südende des Vierwaldstättersees und dem Nordende des Lago maggiore zu errichtende Wasserstraße mit einer Luftlinienentfernung von 82 km würde bei Einschaltung eines 18 km langen Scheiteltunnels auf Kote 1100 für die Nordrampe ein Gefälle von 663 m, für die Südrampe ein solches von 906 m sich ergeben. In solchen Fällen würde es sich empfehlen, in kurzen aber steilen Tälern mit günstigen geologischen Verhältnissen Tauchdockschleusentreppen anzulegen, d. s. Aneinanderreihungen von Tauchdockschleusen, die von den einzelnen Tauchdocks in fortgesetzter Bewegung durchfahren werden können (Abb. 7). Gegenüber den Einzelschleusen bieten die Schleusentreppen folgende Vorteile:

1. Die auf die Einheit der Gefällshöhe bezogene Förderzeit ist kürzer.
2. Der auf die Einheit der Gefällshöhe bezogene Energieverbrauch ist geringer.
3. Wenn zwischen den einzelnen Stufen nur kurze horizontale Strecken eingeschaltet sind, ergibt sich auch eine Ersparnis in der Anzahl der Tauchdocks.

Als Nachteil ist anzuführen, daß bei ungleich hohen Stufen alle Tauchdocks nach der größten Stufe bemessen werden müssen.

Auf vielen ehemals mit Schiffen befahrenen Flüssen findet heute noch ein reger Floßverkehr statt. Bei der Wasserkraftausnutzung solcher Flüsse muß diesem Floßverkehr Rechnung getragen werden; aber auch die Schiffahrtsinteressen beginnen wieder aufzuleben, besonders dort, wo die Werkskanäle der Wasserkraftanlagen derartige Abmessungen erlangen, daß sie auch der Schiffahrt dienen können. In solchen Fällen isr zunächst die Errichtung von Tunnelschleusen ohne Tauchdocks empfehlenswert. Gebundene Flöße können dann in zwei oder mehreren Führungsrahmen, die mit den erforderlichen Ballastkammern versehen sind, befestigt und in gleicher Weise wie die Tauchdocks durch die Tunnelschleuse befördert werden. Da das Gewicht der Führungsrahmen dem Auftrieb des Floßes entgegenwirkt, wird bei den üblichen Floßabmessungen ein Wasserballast von nur wenigen Tonnen notwendig sein. Die Einstellung von Tauchdocks kommt bei solchen Floßtunnelschleusen erst bei Eröffnung bzw. Wiedereröffnung der Schiffahrt auf der betreffenden Flußstrecke in Betracht.

Für die etwaige Beförderung von Unterseebooten durch die Tunnelschleuse sind ähnliche Führungsrahmen wie für die Flöße erforderlich; die Ballastkammern jedoch sind hier entbehrlich, da die Unterseeboote ohnehin mit den erforderlichen Vorrichtungen zum Unter- und Auftauchen ausgestattet sind. Es sei noch kurz hervorgehoben, daß durch eine bestimmte Tunnelschleuse Unterseeboote von bedeutend größeren Abmessungen befördert werden können als gewöhnliche Binnenschiffe und daß der Energieverbrauch und der Zeitverlust beim Schleusen auf kaum noch in Rechnung zu ziehende Beträge herabsinkt, während die Leistungsfähigkeit, das ist die Anzahl der täglichen Schleusungen, sich auf ein Vielfaches jener der bekannten Schiffsschleusen und mechanischen Hebewerke steigert.

Über Sprengungen von Beton

in geschlossenen Räumen oder wo sonst starke Erschütterungen zu vermeiden sind, berichtet Dr. H. Saller, Regensburg, in der Süddeutschen Bauzeitung 1921, Nr. 1. Ein Verfahren, das sich in solchen Fällen besonders empfehle und das bei der Sprengung einiger alter Betonbrückenpfeiler mit gutem Erfolge angewendet worden ist, beruht in der Ausnutzung der sprengenden Wirkung des Kalkes beim Löschen. Man bohrt in etwa 0,5 m Abstand Löcher in den Betonkörper und füllt einen 30 cm hohen Besatz von ungelöschtem Kalk hinein. Alsdann wird etwas Wasser eingegossen, dann wieder Kalk nachgestopft und wieder angenäßt usw. Zuletzt wird überschüssiges Wasser eingefüllt und schließlich auf die obersten 30 cm Höhe eine Sandausstopfung gebracht.

Wenn der Besatz etwa allein sich selbst aus dem Bohrloche nach oben herausdrängt, ohne seinen Zweck zu erfüllen, so empfiehlt sich ein gleichartiges, etwas sorgfältiges Verfahren. Man füllt hier das Bohrloch mit trockenem Kalk bis 30 cm unterhalb der Oberkante und fügt ein dünnes Eisenröhrchen ein, das aus dem Bohrloche herauszuragen hat. Alsdann wird das Bohrloch oben mit Zement geschlossen. Nach einiger Erhärtung wird dann der Kalk durch Einfüllen von Wasser mittels des Eisenröhrchens gelöscht. Die Sprengwirkung soll überraschend gut ausfallen und ganz ruhig verlaufen. Kze.

Außenringlinie für London.

Durch eine Anregung des früheren Oberingenieurs Roß der Großen Nordbahn ist der Plan einer äußeren Ringbahn für London wieder aufgenommen worden. Die vorgeschlagene Linienführung folgt eng einem Kreise von rund 20 km um den Bahnhof Charing Cross und berührt die Stadtgebiete Kingston, Purfleet, Hounslow, Dagenham und Croydon. Die Themse muß zweimal gekreuzt werden, was mit Tunnel oder Brücke möglich wäre. Die Gesamtlänge des Außenringes beträgt rd 140 km, die Baukosten werden für zweigleisige Ausführung auf 16—17 Mill. £ geschätzt. Der Betrieb soll elektrisch sein. Der Hauptzweck der neuen Linie ist, die einzeln einmündenden Hauptbahnen untereinander zu verbinden und dadurch den Straßenverkehr Londons von den Schwierigkeiten zu entlasten, die vorwiegend eine Folge des dichten Übergangsverkehrs zwischen den zerstreut liegenden Kopfbahnhöfen sind, und zwar handelt es sich dabei in erster Linie um leichten Güterverkehr, weniger um den der Reisenden, denen die Untergrundbahnen zur Verfügung stehen. Zugleich würden bei der vorgeschlagenen Linienführung neue Wohngebiete erschlossen werden.

Wie bei früheren ähnlichen Plänen besteht allerdings auch bei diesem neusten die Ungewißheit, ob die Verkehrseinnahmen den hohen Bauaufwand rechtfertigen werden. (The Engineer, Nov. 20.) Gl.

Berufung.

Der a. o. Professor Hickfang von der Technischen Hochschule Hannover hat einen Ruf an die Technische Hochschule Darmstadt für den Lehrstuhl Statik der Baukonstruktionen, Flugzeuge und Luftschiffe, Theorie des Erddruckes, bewegliche Brücken und Industriebauten in Eisen erhalten.

Statisch bestimmte Kraftwirkung in statisch unbestimmten Systemen.

Zuschrift.

Die von Herrn Dipl.-Ing. Fechner in Heft 11 gemachten Ausführungen über statisch bestimmte Kraftwirkung in statisch unbestimmten Systemen sowie die Entgegnung von Dr.-Ing. R. Gärtner im Heft 1 gelten nicht nur, wie in den betreffenden Schriftsätzen angeführt, für Zweigelenkbögen, sondern allgemein für n-fach statisch unbestimmte Systeme.

Die Elastizitätsgleichungen für ein solches n-fach statisch unbestimmtes System lauten:

P_m	X_1	X_2	X_3	X_4 . . .
$\delta_{m1} =$	δ_{11}	δ_{12}	δ_{13}	δ_{14} . . .
$\delta_{m2} =$	δ_{21}	δ_{22}	δ_{23}	δ_{24} . . .
$\delta_{m3} =$	δ_{31}	δ_{32}	δ_{33}	δ_{34} . . .
$\delta_{m4} =$	δ_{41}	δ_{42}	δ_{43}	δ_{44} . . .
$\delta_{mn} =$	δ_{n1}	δ_{n2}	δ_{n3}	δ_{n4} . . .

Bezeichnet D_{ik} die Unterdeterminante für δ_{ik}, so wird

$$X_1 = P_m \frac{\int M_0 M_1 ds \cdot D_{11} + \int M_0 M_2 ds \cdot D_{12} + \ldots}{\int M_1 M_1 ds \cdot D_{11} + \int M_1 M_2 ds \cdot D_{12} + \ldots}$$

Ist jetzt die M_0-Fläche ähnlich der M_1-Fläche, so ist an jeder Stelle $M_0 = \alpha M_1$. Den konstanten Faktor α kann ich im Zähler vor das Integral ziehen und erhalte;

$$X_1 = P_m \alpha \frac{\int M_1 M_1 ds \cdot D_{11} + \int M_1 M_2 ds \cdot D_{12} + \ldots}{\int M_1 M_1 ds \cdot D_{11} + \int M_1 M_2 ds \cdot D_{12} + \ldots} = P_m \alpha.$$

Ist daher die M_0-Fläche einer M_i-Fläche ähnlich, so wird

$$X_i = P \frac{M_{0x}}{M_{ix}},$$

wo M_x das Moment an der Stelle x bedeutet.

Liegt dieser Fall vor, so verschwinden alle übrigen statisch unbestimmten Größen. Denn führe ich ein einfach statisch unbestimmtes Hauptsystem mit dieser unbestimmten Größe x_i ein, so wird für das noch $(n-1)$-fach unbestimmte System M_0 überall gleich Null und damit auch sämtliche δ_{mk}-Werte, woraus sich für jedes x_i der Wert Null ergibt.

Ing. Kurt Lerche, Berlin-Zehlendorf.

PATENTBERICHT.

Wegen der Vorbemerkung (Erläuterung der nachstehenden Angaben) s. Heft 1 vom 15. Januar 1921, S. 30.

A. Bekanntgemachte Anmeldungen.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 6. Jan. 1921.

Kl. 5 c, Gr. 4. H 68 903. Hugo Herzbruch, Datteln i. W. Verfahren zur Herstellung von Eisenbetonauskleidungen nach dem Patent 314 525; Zus. z. Pat. 314 525. 3. IX. 15.

Kl. 5 c, Gr. 4. M 67 099. F. W. Moll Söhne, Maschinenfabrik, Witten a. Ruhr. Kniestempel für den Grubenausbau. 15. X. 19.

Kl. 19 a, Gr. 29. B 93 827. Willi Berlemann, Coesfeld, Westf., u. Paul Rother, Buchholz, Kr. Harburg. Lehre für die Schienenüberhöhung in Gleiskurven. 23. IV. 20.

Kl. 19 b, Gr. 1. H 76 443. Gustav Heuser, Frankfurt a. M., Gutzkowstr. 91. Kehrmaschine. 13. III. 19.

Kl. 19 f, Gr. 2. H 76 957. Heinrich Hahn, Oppau b. Ludwigshafen a. Rh. Verfahren zur Herstellung von unterirdischen Kanälen und Tunneln. 2. V. 19.

Kl. 65 a, Gr. 53. S 48 201. Siemens-Schuckertwerke G. m. b. H., Siemensstadt bei Berlin. Unterwasserschleppbahn, bei der die Fahrbahn von Schwimmkörpern getragen wird. 24. IV. 18.

Kl. 65 a, Gr. 58. S 45 297. Siemens & Halske, Akt.-Ges., Siemensstadt bei Berlin. Vorrichtung zur Kenntlichmachung von Schiffahrtsstraßen mittels elektrischer Unterwasserkabel. 12. V. 16.

Kl. 65 b, Gr. 2. R 51 033. Dr.-Ing. Walter Riekhoff, Hamburg-Fuhlsbüttel, Fuhlsbüttler Damm 137. Unten offener Schwimmkasten für Schwimmdocks, Pontons usw. 1. IX. 20.

Kl. 84 a, Gr. 4. S 49 186. Siemens & Halske, Akt.-Ges., Siemensstadt bei Berlin. Überfallturm für Talsperren. 4. XI. 18.

Kl. 84 b, Gr. 1. G 47 450. Felix Gremmels, Mannheim, Waldparkdamm 2. Schiffshebewerk mit zweiarmigen Hebeln und Gegengewichtsausgleich. 28. XI. 18.

Kl. 84 c, Gr. 3. L 42 618. Alexander Nikolaus Lidell, Henry Sletten, William Albert Steuck, Hermann Godfried Hase, Minneapolis, Minn., V. St. A.; Vertr.: Patent-Anwälte Dr. R. Wirth, Dipl.-Ing. C. Weihe, Dr. H. Weil u. M. M. Wirth, Frankfurt a. M. u. Dipl.-Ing. T. R. Koehnhorn, Berlin SW 68. Bohrvorrichtung zum Absenken von Senkbrunnen. 17. IX. 14.

Kl. 84 d, Gr. 2. L 48 721. Lübecker Maschinenbau-Gesellschaft, Lübeck. Grabenkettenbagger mit Drehbarkeit der Lastradachse gegen den Oberbau in einer senkrecht zur Längsachse gerichteten Ebene mittels seitlicher Treibschraubspindeln. 12. VIII. 19.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 10. Jan. 1921.

Kl. 19 a, Gr. 1. H 74 614. Hermann Halter, München, Kaulbachstraße 60. Verfahren zum Einbringen der Bettung der Eisenbahnschwellen; Zus. z. Pat. 308 362. 19. VI. 18.

Kl. 80 b, Gr. 1. L 49 668. Fa. Paul Lechler, Stuttgart. Verfahren zur Beschleunigung der Erhärtung des Betons. 12. I. 20.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 13. Jan. 1921.

Kl. 20 a, Gr. 14. V 14 717. Gregor Vosen, Bliesheim b. Liblar. Greiferscheibe zu Kettenschleppbahnen; Zus. z. Anm. V 14 578. 12. V. 19.

Kl. 20 i, Gr. 11. E 25 203. Eisenbahnsignal-Bauanstalt Max Jüdel & Co. Akt.-Ges., Braunschweig. Elektrisch betriebene Vorrichtung zum Stellen von Signalen u. dgl. 10. V. 20.

Kl. 37 a, Gr. 4. C 28 178. Franz Czech, Frankenthal, Pfalz. Holzfachwerk. 9. VII. 19.

Kl. 37 b, Gr. 1. P 37 049. Johann Poisel, Mährisch Schönberg, u. David Schmeidler, Krzseszowica b. Krakau; Vertr.: Dr. B. Alexander-Katz u. Dipl.-Ing. E. Bierreth, Pat.-Anwälte, Berlin SW 48. Hohlstein mit genuteten Außenflächen. 30. VIII. 18. Österreich 7. VIII. 13.

Kl. 65 a, Gr. 3. B 88 567. August Seboldt, Fürstenwalde (Spree), Schleuse „Große Tränke", u. Fritz Büsing, Berlin-Wilmersdorf, Kaiserplatz 12 a. Verfahren zur Herstellung von Eisenbetonbooten. 25. II. 19.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 17. Jan. 1921.

Kl. 19 a, Gr. 2. R 49 549. Max Rüping, Gut Sonnenburg b. Freienwalde a. O. Dübel für Eisenbahnschwellen. 16. II. 20.

Kl. 20 a, Gr. 12. St 32 774. Eugen Staudenmeyer, Köln, Piusstr. 82. Luftseilbahn mit Hilfsseilbetrieb. 13. I. 20.

Kl. 38 h, Gr. 4 T 24 296. Thurnherr & Co., Davos-Platz, Kt. Graubünden, Schweiz; Vertr.: Max Mossing, Pat.-Anw., Berlin SW 29. Vorrichtung zum Imprägnieren von Holzstämmen. 11. VIII. 20; Schweiz 17. VII. 19.

Kl. 80 b, Gr. 25. K 67 979. H. Kambach, Charlottenburg, Salzufer 21. Masse für künstlichen Stampfasphalt sowie Verfahren zu ihrer Verarbeitung. 29. I. 19.

B. Erteilte Patente.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 10. Jan. 1921.

Kl. 5 d, Gr. 9. 333 630. Karl Partsch u. Otto Lindner, Hindenburg, O.-S. Verfahren zum Befördern von Spülversatzgut in einer geschlossenen Rohrleitung. 18. VI. 18. P 36 821.

Kl. 20 i, Gr. 41. 333 581. Friedr. Krupp Akt.-Ges., Essen, Ruhr. Für Eisenbahnen bestimmte Vorrichtung zum Aufzeichnen der über eine Fahrstraße rollenden Achsen. 12. X. 19. K 70 531.

Kl. 37 a, Gr. 4. 333 644. Hugo Damme, Magdeburg, Ackerstr. 5. Steinwand mit wagrechten Hohlräumen; Zus. z. Pat. 332 555. 28. XI. 18. D 35 183.

Kl. 37 a, Gr. 7. 333 495. Wilhelm Reiner, Berlin-Tempelhof, Schönburgstr. 8. Verfahren, Bitumen oder bitumenhaltige Schichten mit Oberflächen aus Zementbeton oder ähnlichen Stoffen festhaltend zu verbinden. 31. III. 18. R 45 719. Österreich 30. V. 16.

Kl. 37 f, Gr. 3. 333 594. Friedrich Deutelin, Berlin-Halensee, Paulsborner Str. 87. Fördereinrichtung für Erdbehälter zur Lagerung feuergefährlicher Flüssigkeiten. 9. VII. 18. D 34 709.

Kl. 80 b, Gr. 13. 333 736. Gebr. Friesecke, Berlin. Verfahren zur Herstellung von Bausteinen und -platten aus gepreßtem Lehm. 23. XI. 19. F 45 731.

K l. 84 a, Gr. 3. 333 526. August Seboldt, Schleuse „Große Tränke" b. Fürstenwalde, Spree. Tor für Wasserläufe zu Schiffahrts- und Stauzwecken. 11. V. 19. S 50 146.

Kl. 84 c, Gr. 2. 333 624. Hermann Jäckel, Reisholz bei Düsseldorf. Vorrichtung zur Herstellung von Löchern in Erd- und Gesteinschichten. 28. II. 19. J 19 205.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 17. Jan. 1921.

Kl. 19 e, Gr. 1. 333 907. Wilhelm Riese, Düsseldorf-Grafenberg, Vautierstr. 88. Verfahren zur Herstellung von Gräben mit senkrechten Seitenwänden; Zus. z. Pat. 332 855. 28. XI. 13. R 44 086.

Kl. 19 e, Gr. 1. 333 967. Siemens-Schuckertwerke G. m. b. H., Siemensstadt bei Berlin. Fräswerkzeug mit seitlich umlaufenden Fräsern auf am Ende eines Auslegers senkrecht zu dessen Längsachse angeordneten Achsen. 18. II. 17. S 46 354.

Kl. 84 a, Gr. 3. 333 944. Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg A.-G., Nürnberg. Doppelschütze mit versenkbarer Obertafel. 25. XII. 18. M 64 544.

Kl. 84 a, Gr. 6. 333 945. Johannes Heyn, Stettin, Grabower Str. 6 b. Von Hand geführte Wasserrechenharke. 30. X. 18. H 75 497.

BUCHBESPRECHUNG.

„Schaulinien zur wirtschaftlichen Bestimmung exzentrisch belasteter Rechteckquerschnitte aus Eisenbeton" von Dr.-Ing. Josef Krebitz, Baurat der Landesregierung in Graz. Preis 10 M., erschienen im Verlage von Leuschner & Lubensky, Graz-Wien-Leipzig, Universitätsbuchhandlung.

Der Verfasser hat aus den bekannten Beziehungen: Gleichung der äußeren und inneren Kräfte, Gleichung der äußeren und inneren Momente (bezogen auf die Nullinie) und Spannungsverhältnisgleichung $\sigma_b : \sigma_e$ die Gleichung dritten Grades aufgestellt und hierbei F_e ausgeschieden, d. h. durch eine Größe ersetzt, welche die von F_e beeinflußte Schwerpunktslage kennzeichnet. Die so aufgestellte Gleichung dritten Grades enthält eine große Anzahl von Natur aus veränderlicher Größen, und es ist klar, daß bei Konstanthaltung aller Größen bis auf 2 sich eine Funktion zwischen den 2 Variablen ergibt.

Der Verfasser nimmt als Veränderliche an:

$$k = \frac{Q}{b\,h} \cdot \frac{1}{\sigma_{bd}} \text{ und } m = \frac{Q}{b\,c} \cdot \frac{1}{\sigma_{bd}}$$

c ist die Exzentrizität der Längskraft Q, die anderen Bezeichnungen bedürfen wohl keiner Erläuterung. Für Werte m = 0,030 — 0,600 hat der Verfasser die k-Werte und n·p-Werte berechnet und zu Kurven in einem Diagramm zusammengezogen. Für jeden so gefundenen k-Wert läßt sich auf Grund der Gleichgewichtsbeziehungen sofort F_e oder vielmehr ein diese Größe kennzeichnender Wert n p berechnen. Ebenso sind auch die p-Werte durch eine Kurve als Funktion von m darstellbar.

Die Rechnungsweise ist nun folgende:

Gegeben Kraft Q, Hebelarm c, Spannungen σ_{bd} und σ_{ez}. Berechnung von $m = \frac{Q}{b\,c} \cdot \frac{1}{\sigma_{bd}}$, Berechnung von $\xi = 1 - \alpha \frac{n\,\sigma_{bd}}{\sigma_{ez} - n\,\sigma_{bd}}$. Benutzung der Linientafel, aus der für diese Werte abgelesen wird $k = \frac{Q}{b\,h} \cdot \frac{1}{\sigma_{bd}}$ (aus der einen) und $n\,p = \frac{F_{ez}}{b\,h}$ (aus der anderen Linienschar).

Die gesuchten Werte h und F_e enthält man also mittelbar aus k und n p. Der Verfasser sagt Seite 12:

„Wie der Rechnungsgang zeigt, ist die Tafel für beliebige Spannungswerte und für jedes n verwendbar — ein Vorteil, wie ihn, abgesehen von den möglichen sachlichen Einwendungen, keines der bisher veröffentlichten Verfahren aufweist."

Da immer nur mit einem bestimmten Werte n (nach der gegenwärtigen deutschen Bestimmungen n = 15 für Spannungsnachweis) gerechnet wird, ist eine Einschließung beliebiger n-Werte in das Verfahren im allgemeinen jedoch ohne wesentlichen Wert. Verschiedene Spannungswerte zu berücksichtigen, gestatten übrigens auch andere für den vorliegenden Fall ausgearbeitete Verfahren, z. B. Spangenberg, Ehlers, Kunze (Arm. Beton 1918, Heft 2) und andere. Einen besonderen Vorzug vermag der Unterzeichnete deshalb in dieser Hinsicht dem besprochenen Verfahren nicht zuzusprechen.

Zunnächst hat der Verfasser den Leitwert m und den Ergebniswert k von σ_{bd} abhängig gemacht, also die Annahme eines bestimmten Betondruckspannungsgrößtwertes vorausgesetzt. Da sich aber in gewissen Fällen bei $\sigma_{e\,max}$ die bessere Ausnützung des Querschnittes ergibt, sind in gleicher Weise Linienscharen für m_e und k_e bzw. $n\,p_e$ aufgezeichnet, die aus σ_{ez} an Stelle von σ_{bd} hergeleitet sind. Auch diese Möglichkeit, mit hohen Werten der Eisenspannung und niederen Betondrücken zu rechnen, wird schon von anderen Verfahren geboten.

Im 2. Abschnitt wird die Kostenfrage behandelt. Der Einfluß der Schalung wird als konstant angenommen, eine Annahme, die wegen ihrer vereinfachenden Wirkung den Vorzug verdient vor anderen Rechnungsannahmen, die der Wirklichkeit ebenfalls nicht voll zu entsprechen vermögen, die Berechnung aber in mehr oder weniger hohem Maße verwickelt machen.

Die Kostenkleinstwerte werden für ein bestimmtes Verhältnis von Eisenpreis zu Betonpreis nicht aus Differentialquotienten, sondern aus Differenzenquotienten ermittelt. Von Punkt zu Punkt hat der Verfasser aus den oben erwähnten Schaulinien Differenzenquotienten abgeleitet und hiernach neue Schaulinien der Kosten aufgestellt, aus denen für den oben gedeuteten m-Wert und verschiedene Preisverhältnisse das günstigste $\xi = \frac{x}{h}$ gefunden werden kann. Näher auf diesen Teil einzugehen, verbietet leider der verfügbare Raum.

Der 3. Abschnitt befaßt sich mit der Berücksichtigung eines von den Annahmen abweichenden Randabstandes der Eiseneinlage. (a:h ist mit 0,080 zugrunde gelegt.)

In Abschnitt 4 wird die Möglichkeit gezeigt, bei gegebener Kraft Exzentrizität und Höhe die erforderliche Bewehrung aus der Linienschar zu bestimmen.

Abschnitt 5 behandelt den Fall gegebener Belastung, gegebener Querschnittsabmessungen und gesuchter Spannungswerte.

Abschnitt 6 befaßt sich mit der doppelten Bewehrung. Es wird hier jedoch die Querschnittshöhe als gegeben angesehen und das günstigste Verhältnis von Druck- und Zugbewehrung gesucht. Eine Linienschar liefert für einen Wert $\zeta = \frac{z}{h}$ und $k = \frac{Q}{b\,h} \cdot \frac{1}{\sigma_{bd}}$ das günstigste $\xi = \frac{x}{h}$. Aus ξ wird dann rückwärts der Prozentgehalt der Druck- und Zugeiseneinlage ausgerechnet. Wenn die Berechnungen auch einfach sind, so steht diese Ermittelung naturgemäß der unmittelbaren Ablesung aus Tabellen an Bequemlichkeit nach. Der Vorzug der Krebitzschen Schaulinien liegt darin, daß sie das günstigste Verhältnis von $F_e : F_e'$ liefern, wenngleich zu bedenken ist, daß häufig eine Anwendung der sich so ergebenden Eisenquerschnittsverhältnisse praktisch nicht genau wird ausführen lassen.

Die Nachrechnung doppelt bewehrter Querschnitte bildet den Inhalt des 3 Seiten umfassenden 7. Abschnittes.

Der 8. Abschnitt ist „Wechselnde Biegung" überschrieben. Es handelt sich dabei um wechselnde exzentrische Druckbelastung. Das Verfahren ist nicht ganz einfach und wird deshalb vielleicht nur schwer Eingang in die Entwurfspraxis finden. Es scheint uns diese Frage mehr akademischen als praktischen Wert zu haben, da man in solchen Fällen über die Notwendigkeit einer doppelten Bewehrung im voraus im klaren ist und zweckmäßig nach dem größeren Moment, den Querschnitt, bemißt, die Sicherheit gegenüber dem entgegengesetzten kleineren Moment alsdann nur nachrechnet. Die vorgeführten Entwicklungen zeigen jedoch einen durchaus gangbaren Weg, auf dem man der gestellten Aufgabe beikommen kann.

In den Vorbemerkungen schickt der Verfasser seinen Ableitungen eine zutreffende Behandlung der Fragen Mittenexzentrizität oder Achsenexzentrizität voraus. Da diese Frage in den Zeitschriften der letzten Jahrgänge eingehend behandelt worden ist, hätte es der nichts wesentlich Neues bietenden Ausführungen hierzu nicht bedurft, wenn nicht der Verfasser seinem Hilfsbuche für die Behandlung exzentrisch belasteter Eisenbetonquerschnitte der Vollständigkeit halber einen Überblick über die genannte Frage zu geben Veranlassung gehabt hätte. Diese Frage ist heute wohl als geklärt anzusehen. Man rechnet mit der Gleichung dritten Grades und mit der Exzentrizität gegenüber dem Schwerpunkte des vollen Eisenbetonquerschnittes. Nachdem der Unterzeichnete bereits im Februar 1918 erweiterte Tabellen, auf der Mittenexzentrzität (kubische Gleichung) aufgebaut, veröffentlicht hat, hätte der Verfasser nicht die überholten Tabellen von 1916, sondern die an deren Stelle gesetzten späteren Tabellen des Unterzeichneten in seiner Schrift einer Kritik unterziehen sollen, die auch im Försterschen Taschenbuch für Bauingenieure, in Försters Grundzügen des Eisenbetonbaues, in Kerstens Eisenbetonbau übergegangen sind, dem Verfasser also kaum entgehen konnten

Die Schaulinien von Dr. Krebitz stehen im allgemeinen einigen der bereits bekannten Tabellen an Einfachheit der Anwendung nach. An Vielseitigkeit übertreffen sie diese insofern nicht, als auch die bereits früher veröffentlichten Tabellen die Bestimmung der verschiedensten Unbekannten gestatten, wenn man sie bald vorwärts, bald rückwärts benutzt und, bei der Spannungsermittelung, einfache Proportionalitätsschlüsse anwendet. Beachtenswert ist jedoch die Ermittelung der Kostenkleinstwerte. Als besonders wertvoll erscheint der große Geltungsbereich der Tabellen, von sehr kleinen bis zu sehr großen Exzentrizitätswerten sich erstreckend.

Die Schrift von Dr. Krebitz wird der Eisenbetonfachmann mit reger Aufmerksamkeit und mit Vorteil studieren und dabei manch wertvollen Einblick in das Verhalten des Eisenbetonquerschnittes gegenüber exzentrischem Druck gewinnen. Dr. W. Kunze.

Für die Schriftleitung verantwortlich: Geheimrat Dr.-Ing. E. h. M. Foerster, Dresden. — Verlag von Julius Springer in Berlin W.
Druck von H. S. Hermann & Co., Berlin SW 19, Beuthstrasse 8.

DER BAUINGENIEUR

2. Jahrgang 31. März 1921 Heft 6

DER WERT VON LABORATORIUMSVERSUCHEN AN BETON UND EISENBETON FÜR DIE ANWENDUNG.

Von E. Probst, Karlsruhe i. B.

Man wird zwischen zwei Arten von Laboratoriumsversuchen unterscheiden müssen. Die eine Gruppe von Arbeiten befaßt sich mit der Erforschung der günstigsten Voraussetzungen und Grundlagen für die Anwendung. Die zweite Gruppe der Untersuchungen hat die Voraussetzungen für bestimmte Anwendungsgebiete im Bauwesen zu schaffen. Die Ergebnisse werden dementsprechend verschieden zu bewerten sein, insbesonders wenn man bedenkt, daß es nur selten möglich sein wird, in der Anwendung die günstigsten Voraussetzungen anzunehmen, wie dies z. B. bei einem fabrikmäßig hergestellten Material wie Eisen geschehen kann.

Schon seit längerer Zeit gilt es im Bauwesen als selbstverständlich, chemische, physikalische und technische Untersuchungen von Eisen vorzunehmen, bevor es im Bauwerk verwendet werden soll. Das Schwergewicht der Untersuchungen liegt auf den Werken; die Laboratoriumsversuche beschränken sich auf eine Kontrolle.

Ganz anders liegen die Verhältnisse bei Beton und Eisenbeton. Hier lag das Schwergewicht immer in den Laboratoriumsversuchen.

Es darf nicht übersehen werden, daß sich in ernsten Fachkreisen im Laufe der letzten Jahre ein gewisses Mißtrauen gegen Laboratoriumsversuche geltend macht.

Wir wollen einmal untersuchen, auf welche Ursachen dies zurückzuführen, wie weit das Mißtrauen berechtigt ist, und ob nicht gewisse bisher angewandte Methoden verbesserungsbedürftig und -fähig sind. Hierbei soll mit allem Nachdruck betont werden, daß die Notwendigkeit zur Sparsamkeit und zur größeren Wirtschaftlichkeit die Laboratoriumsversuche heute unentbehrlicher macht, als sie je früher waren.

Wenn man bei einem größeren Ingenieurbau oder Hochbau Beton und Eisenbeton verwendet, so sucht man sich vorerst über die Art der zu verwendenden Mischmaterialien Klärung zu verschaffen. Alle Arbeiten von der Herstellung angefangen bis zur Prüfung können in der Versuchsanstalt ausgeführt werden.

Die Normenprüfung an Portlandzement oder Eisenportlandzement gibt uns guten Aufschluß über die Güte. Die letzten Jahre der Zementknappheit und der Kohlennot haben gezeigt, daß die knappe Erfüllung der Normenprüfung uns manchmal vor schlechten Erfahrungen bei der Anwendung nicht schützen konnte. Wenn wir aber mit Hilfe der Normenprüfungen im Laboratorium klare Ergebnisse bezüglich der vorgeschriebenen Abbindezeiten, Volumenbeständigkeitsproben und der Normenfestigkeiten bekommen, so dürfen wir beruhigt das Bindemittel verwenden.

Allerdings muß hervorgehoben werden, daß die in den Verkaufsbedingungen des Zementbundes empfohlenen raschen Abbindeprüfungen keinen genügenden Aufschluß über die Güte des Zementes geben.

Bei hydraulischen Zuschlägen wie Traß sind die vorgeschriebenen üblichen Versuche vor der Anwendung noch recht wenig befriedigend. Ähnlich wie bei Zement bestehen auch hier Normen, die sich auf Kalktraßprüfungen beschränken. Werden die Bedingungen der Normenprüfung erfüllt, so darf der Traß mit amtlicher Genehmigung verwendet werden.

Man hat auf Grund von langjährigen Erfahrungen angenommen, daß Traß zur Erhöhung der Wasserdichtigkeit und Widerstandsfähigkeit gegen chemische Zerstörungen von Beton beiträgt.

Für die Erforschung der günstigsten Voraussetzungen bei dem so häufig angewendeten Traßzementbeton in der Anwendung ist noch sehr wenig geschehen. Man begnügte sich in der Regel mit den bekannten übernommenen „Erfahrungen" und den Normenversuchen an Kalktraßmörtel, um daraus oft recht weitgehende Schlüsse zu ziehen. Vielfach werden auf dem zu erstellenden Bauwerk Probewürfel aus der beabsichtigten Traßzementbetonmischung hergestellt, die manchmal weder sachgemäß hergestellt noch gelagert werden. Will es ein glücklicher Zufall, daß die Festigkeitsprüfung nach 28 Tagen genügt, so ist man befriedigt. Im anderen Falle werden aus den unbefriedigenden Ergebnissen weitgehende Folgerungen gezogen, die nur berechtigt wären, wenn die Vorbedingungen einwandfrei wären.

Es fehlen hier noch systematische Versuche, die erst die Grundlagen und die Grenzen für die Anwendbarkeit einwandfrei festlegen könnten — Versuche im Laboratorium und auf Bauwerken —.

Versuche mit Zuschlagstoffen, die zu gutem Beton geeignet sind, bestehen in sehr großer Zahl. Zum Teil sind die diesbezüglichen Untersuchungen systematisch und aufklärend. Trotzdem werden die Ergebnisse in der Praxis oft gar nicht beachtet. Wenn z. B. bei einer Betonmischung aus Steinschlag und Splitt feines staubförmiges Material mit 20 vH feinem Mehl verwendet wird, das durch ein 900-Maschen-Sieb geht (wie es letzthin gelegentlich einer Untersuchung festgestellt werden konnte), so darf man sich nicht wundern, wenn bei sonst gutem Material und guter Mischung die Festigkeiten gering sind.

Einer wesentlichen Verbesserung bedarf die Würfelprobe. Die bekannten eisernen Formen sind für Materialprüfungen im Laboratorium sehr gut zu brauchen, und die Ergebnisse dieses Teiles der Normenprüfung sind durchaus befriedigend. Handelt es sich aber darum, mit Hilfe der Würfelproben die Festigkeit des im Bauwerk verwendeten Betons zu bestimmen, so muß hervorgehoben werden, daß sie in keiner Weise befriedigen. Der Wasserzusatz einer plastischen Betonmischung, der sich im Bauwerk auf größere Flächen verteilt, wo er zum Teil durch die Holzschalung aufgesaugt wird und zum Teil durch kleinere Fugen entweicht, wird in der hermetisch verschlossenen eisernen Form zurückgehalten. Dadurch entsteht in dem kleinen Volumen des 20- oder 30-cm-Würfels ein Beton mit einem unverhältnismäßig großen Wassergehalt, größer als im Bauwerk. Eine Folge davon ist, daß die Festigkeit dieser Probewürfel eine andere werden muß, als die Festigkeit des Betons im Bauwerk. Unter diesen Umständen muß man die Ergebnisse dieser Würfelproben mit größter Vorsicht betrachten. Es könnte nicht selten der Fall eintreten, daß man bei Entnahme des Betons aus dem Bauwerk für Mischungen mit größerem Zementgehalt eine kleinere Festigkeit erhält, als für Mischungen mit geringerem Zementgehalt.

Sehr lehrreich ist in dieser Beziehung eine Zusammenstellung des Deutschen Beton-Vereins über verschiedene Würfelfestigkeiten an Beton aus dem Jahre 1919.

Eine Mischung 1 : 4 (Weserkies) ergab im erdfeuchten Zustand nach 30 Tagen eine größte Würfelfestigkeit (an 10-cm-Würfeln) von 151 kg/qcm.

Eine etwas plastische Mischung 1 : 6 (Elbkiessand mit 20 vH Kies bis zu 3 cm Korn) ergab nach 10 Tagen eine Festigkeit von 130 kg/qcm bei Würfeln von 10 cm Kantenlänge wie vorher.

Endlich ergab eine Mischung 1 : 10 (ungewaschener Kiessand und Grauwacke mit 3—5 cm max. Korn) nach 28 Tagen an 30-cm-Würfeln eine Festigkeit von 113 kg/qcm.

Bei der letztgenannten Mischung wurde die Festigkeit an 30-cm-Würfeln nach 28 Tagen mit 113 kg/cm² bestimmt. Bedenkt man, daß 10-cm-Würfel größere Festigkeiten aufweisen als 30-cm-Würfel aus demselben Material, und daß die Mischung 1 : 4 im plastischen Zustande eine kleinere Würfelfestigkeit als erdfeucht ergibt, so folgt daraus, daß sich die Würfelfestigkeit der Mischung 1 : 10 derjenigen von 1 : 4 nähert.

Dieser Vergleich an zwei allerdings besonderen Fällen lehrt, daß es ganz unrichtig ist, für einzelne Mischungsverhältnisse feste Zahlen als mittlere Druckfestigkeiten anzugeben. Der Vergleich ist ferner geeignet, den zweifelhaften Wert der hohen Zahlenergebnisse der nach den Normen durchgeführten Würfelproben für die Anwendung zu beleuchten.

Da die Herstellung der Würfel in den eisernen Formen, wie sie die Normen vorschreiben, zu Bedenken führte, wurden auf Anregung des Materialprüfungsamtes in Lichterfelde Versuche mit gipsverkleideten eisernen Formen ausgeführt, damit ein gewisser Überschuß an Wasser vom Gips aufgenommen werde. Der Wert dieser Abänderung erscheint recht zweifelhaft; sie erreicht nur eine künstliche Verminderung des Wasserzusatzes.

Um den Verhältnissen im Bauwerk möglichst nahezukommen, wurde bei verschiedenen Untersuchungen in Karlsruhe der Versuch gemacht, unter Beibehaltung der eisernen Seitenteile der Form an Stelle des eisernen einen hölzernen Würfelboden anzuwenden, dem dieselbe Aufgabe zukommt, wie der hölzernen Schalung im Bau. Die bisherigen Ergebnisse sind befriedigend, und es scheint, daß diese Art von Würfelformen den tatsächlichen Verhältnissen im Bauwerk besser Rechnung trägt als die vorher genannten Formen.

Die Lagerung der Probewürfel läßt auch manchmal zu wünschen übrig. Eine Lagerung der Würfel nach dem Entformen unter Wasser, unter feuchtem Sand, unter feuchten Säcken entspricht nicht denselben Verhältnissen wie im Bauwerk. Man versuche die Probekörper so zu behandeln, wie das Bauwerk selbst vom ersten Tag der Herstellung angefangen bis zur Benutzung, und man wird dann aus den Laboratoriumsversuchen mit mehr Recht Schlüsse für die im Bauwerk auftretenden Verhältnisse ziehen dürfen.

Eine nicht unbedeutende Schwäche aller Laboratoriumsversuche mit Beton und Eisenbeton ist dem Umstande zuzuschreiben, daß die Mischung des Betons in Raumteilen erfolgt, was allerdings der Mischung auf dem Bau entspricht. Nur eine Mischung nach Gewichtsteilen von Bindemitteln und Zuschlagstoffen kann einwandfreie Vergleiche und Schlußfolgerungen für die Anwendung gewährleisten. Die Mischungen nach Raumteilen können selbst bei sorgfältigster Arbeit nicht die Grundlagen für Vergleiche bieten, wie dies bei der Mischung nach Gewichtsteilen der Fall ist.

Die Normenprüfungen an Betonwürfeln haben zu einer Überschätzung der hohen Zahlen für die Würfelfestigkeit geführt, und deshalb herrscht auch immer das Bestreben, aus den Versuchen möglichst hohe Zahlen herauszuholen. Daß diese keinen Wertmesser für die Güte eines auf dem Bauwerk hergestellten Betons derselben Zusammensetzung ist, darüber ist man sich in Fachkreisen wohl einig. Deshalb wäre zu erwägen, ob man die Normenvorschriften nicht in dem Sinne einer mehr baumäßigen Herstellung der Probewürfel anpassen sollte, baumäßig sowohl in bezug auf Wasserzusatz und Lagerung als auch in den Formen. Gewiß wird von derartigen Versuchen nicht zu erwarten sein, daß die Zahlen für die Festigkeiten auf das Höchste getrieben werden. Man wird nur erwarten können, daß die Würfelfestigkeiten gewisse Höchst- und Niedrigstwerte ergeben und letztere unter Annahme eines Sicherheitskoeffizienten als Grundlage für die Bemessung der zulässigen Spannungen annehmen.

Ein anderes Beispiel für Laboratoriumsversuche, die in der Verwertung bei der Anwendung mit der größten Vorsicht behandelt werden müssen, sind die Untersuchungen über die Wasserdichtigkeit von Beton, von Dichtungs- und Anstrichmitteln. Die Versuche an Mörtelkörpern mit recht kleinen Ausmaßen sagen ebenso wenig, als wenn man Betonkörper während einer sehr beschränkten Zeit, oft nur 24 Stunden, erhöhtem Wasserdruck aussetzt. Die Versuche sollten sich über eine möglichst lange Zeit erstrecken und nur an Probekörpern mit nicht zu kleinen Abmessungen vorgenommen werden, damit die Ergebnisse auch auf die Anwendung übertragen werden können. Wenn ein kleiner Probekörper unter erhöhtem Wasserdruck durch 1—3 Tage wasserundurchlässig geblieben ist, so kann man daraus nicht auf die dauernde Wasserdichtigkeit des Materials oder der Konstruktion schließen.

Bei Laboratoriumsversuchen mit Eisenbetonkörpern wäre dringend zu wünschen, wenn eine Nachprüfung aller Ergebnisse durch Versuche an Bauwerken erfolgen könnte. Daß die vielfach ausgeführten Belastungsproben mit Messung von Durchbiegungen keinerlei Vergleiche mit Untersuchungen ermöglichen, die im Laboratorium unter Zuhilfenahme von Feinmessungen ausgeführt werden, ist selbstverständlich. Versuche mit Feinmessungen an Eisenbetonbauten könnten mit Hilfe der zahlreichen wertvollen Laboratoriumsversuche eine Klärung der Theorie und damit eine wirtschaftlichere Anwendung des Eisenbetons ermöglichen.

Die im Vorstehenden besprochenen Fragen sollen Betrachtungen wiedergeben, die im Laufe der letzten Jahre in Fachkreisen wiederholt aufgetaucht sind, und beziehen sich nur auf die bisher allgemein üblichen Versuchsmethoden. Es wäre recht dankenswert, wenn ein Meinungsaustausch der Fachkollegen aus Wissenschaft und Praxis eine dringend notwendige Klärung herbeiführen könnte.

WERFT- UND HAFENBAUTEN DER DANZIGER REICHSWERFT AUF DER HOLMINSEL WÄHREND DES KRIEGES.

Von Oberbaurat Stichling, Danzig-Langfuhr.

Im Frühjahr 1916 erwarb die Danziger Reichswerft rd. 86,4 ha Gelände auf der Holminsel nördlich der Eisenbahn zum Bau neuer Werft- und Hafenanlagen für Untersee- und Torpedoboote. Die Zahl dieser Boote hatte sich während des Krieges außerordentlich vermehrt, es fehlte an Liegeplätzen und Anlagen zur Ausrüstung und Instandsetzung. Auch galt es nach den damaligen Voraussetzungen für die nach Beendigung des Krieges außer Dienst zu stellenden Boote Liegeplätze mit den nötigen Schiffskammern an Land vorzusehen.

Nach einem vom Reichsmarineamt im Juni 1916 aufgestellten Programm sollten zunächst Liegeplätze für eine aktive Torpedoboots- und eine aktive Unterseebootsflottille geschaffen werden. Die Liegeplätze sollten mit den nötigen Landanlagen zur Versorgung der Boote mit Wasser, elektrischem Strom

und Heizdampf während der Liegezeit, ferner der Unterseeboote mit Treiböl ausgestattet werden. Zur Ergänzung der Material- und Inventarbestände war ein Magazin und Torpedolagerhaus, ferner zur Ausführung kleinerer Reparaturen ein Werkstattgebäude mit den nötigen Feilbänken und Arbeitsmaschinen erforderlich. Außerdem war für Nebenanlagen wie Waschhäuser, Aborte und Müllgruben Sorge zu tragen.

An dem Kaiserhafenufer nördlich der Eisenbahn sollten außerdienstgestellte Torpedoboote Liegeplätze erhalten.

Abb. 1.

Dieses Programm erfuhr im Laufe der Bauausführung noch wesentliche Erweiterungen. Insbesondere kam hinzu die Forderung einer größeren Reparaturwerft für Unterseeund Torpedoboote mit den erforderlichen Dock- und Werkstattanlagen auf dem Gebiet im Süden der neuen Hafenanlage, ferner der Bau eines zweiten und dritten Hafenbeckens, letzteres zunächst in behelfsmäßiger Ausführung zur Unterbringung des während des Krieges bedeutend angewachsenen Bestands an Werftbetriebsfahrzeugen, Wasser-, Kohlen- und Ölprähmen usw.

Mit der Ausführung dieser umfangreichen Anlagen wurde im Juli 1916 begonnen. Infolge des unglücklichen Ausgangs des Krieges fanden die Arbeiten ein vorzeitiges Ende, nachdem ein großer Teil der Anlagen bereits fertiggestellt war, während andere noch im Bau begriffen waren und unvollendet liegen bleiben mußten.

A. Ausbau des Kaiserhafenufers.

Durch ein Abkommen mit dem Magistrat der Stadt Danzig erwarb die Marine das alleinige Liegerecht am Westufer des in den Jahren 1901 bis 1903 von der Stadt Danzig erbauten Kaiserhafens nördlich der Eisenbahnfähre in einer Breite von 21 m von der Spundwand ab gemessen.

Um bei dieser geringen Liegeplatzbreite mindestens für 2 Torpedoboote nebeneinander Raum zu gewinnen, war die Herstellung einer größeren Wassertiefe am Ufer erforderlich. Zu diesem Zweck wurde, soweit die alte Uferlinie beibehalten wurde, vor die vorhandene nur 2½ m lange Spundwand eine neue 10 m lange gerammt und nach rückwärts durch Rundeisen an Eisenbetonplatten verankert. Die Uferabpflasterung über M. W. konnte dabei größtenteils erhalten bleiben. Nach

beendeter Verankerung wurde durch Baggerung das aus Abb. 2 ersichtliche Profil hergestellt. Eine durchgehende Gordungswand dient zum Schutz der Spundwand und der anlegenden Torpedoboote gegen Beschädigung durch die vorstehenden Schraubenmuttern der Verankerung.

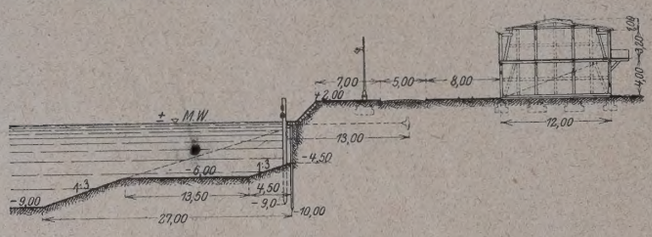


Abb. 2.

Nach Norden zu wurde das Ufer, das bei gleichbleibender Breite des Kaiserhafens dem östlichen Ufer parallel verlief und schwach konkav gekrümmt war, nach Herstellung der neuen Uferbefestigung durch Abbaggerung begradigt (vergl. Abb. 1).

Durch 2 größere, vor die Uferlinie vorspringende Lösch- und Ladebrücken wird die ganze Uferlänge in 3 ungefähr gleich lange Strecken geteilt, eine dritte kleinere Anlegebrücke für Ölfahrzeuge befindet sich in Höhe der Treibölanlage nördlich der Eisenbahnfähre.

Hinter dem 7 m breiten Uferstreifen verläuft in ganzer Länge des Ufers eine 5 m breite Fahrstraße, dahinter ein normalspuriges Eisenbahngleis, welche mit dem Gleis am Stichkanalufer durch mehrere Drehscheiben und Quergleise verbunden ist.

Zum Festmachen der Boote sind gußeiserne Poller auf Betonfundamenten (siehe Abb. 3) in 30 m Abstand, zur Versorgung mit Trinkwasser Überflurhydranten in etwa 100 m Abstand angeordnet.

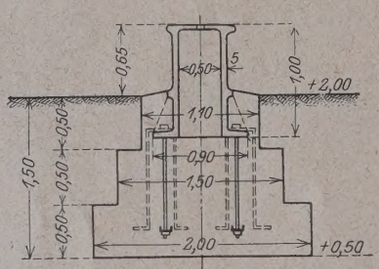


Abb. 3.

Elektrische Halbwattlampen von 200 N.K. an Betonmasten sorgen für die nötige Beleuchtung der Straße und des Ufers.

Für die Aufbewahrung der Inventarien der außerdienstgestellten Boote dienen 3 Bootskammergebäude. Die Gebäude sind zweigeschossig in ½ Stein stark ausgemauertem Holzfachwerk ausgeführt und enthalten in jedem Stockwerk 8 Kammern von je 8.12 m Grundfläche. Die Kammern im oberen Stockwerk sind nicht durch Treppen, sondern durch hölzerne Rampen und an der Rückseite entlang führende Galerien zugänglich (s. Abb. 2). Das nördlichste Kammergebäude wurde im Herbst 1918 zur Hälfte durch Feuer vernichtet.

B. Innere Hafenbecken.

1. Allgemeine Anordnung.

Von dem im Jahre 1916 hergestellten Wendekreis für große Kriegsschiffe an der Nordspitze des Holms führt in südlicher Richtung ein in der Wasserlinie 96 m breiter Stichkanal[1]), dessen Ostufer dem begradigten Kaiserhafenufer parallel läuft, während nach Südwesten hin weitere Hafenbecken abzweigen (vergl. Abb. 1).

Die Gesamtanordnung ist der verfügbaren Gebietsfläche möglichst angepaßt, die im Süden durch den Holmbahnhof und die von ihm ausgehenden Gleise, im Westen von dem Anschlußgleis und dem Grundstück der Industriegesellschaft Holm begrenzt ist.

Die Breite der Landzunge zwischen Kaiserhafen und Stichkanal beträgt 120 m.

Das 845 m lange Ostufer des Stichkanals war für in Dienst befindliche U- und Torpedoboote bestimmt.

Nach Süden zu erweitert sich das Hafenbecken und gabelt sich in zwei durch eine dreieckige Landzunge getrennte Arme. Vor dem 180 m langen südlichen Abschlußufer des Stichkanals sollten 2 Torpedobootshebedocks nebst 4 Hebepontons, je 2 zu beiden Seiten, liegen; weitere 5 Pontons sollten vor dem 150 m langen Südufer des Hafenbeckens I Platz finden.

Da der Bau weiterer Hafenbecken zunächst noch nicht beabsichtigt war, sollte das Nordwestufer des Hafenbeckens I ebenso wie das Westufer des Stichkanals vor der Hand behelfsmäßig befestigt und die weitere Entwicklung abgewartet werden. Ehe aber noch der Bau des Stichkanals und Hafenbeckens I fertiggestellt war, ergab sich die Notwendigkeit, sofort auch Hafenbecken II und III in Angriff zu nehmen und das Nordwestufer des Hafenbeckens I endgültig auszubauen.

Die Breite der Kaizunge zwischen Hafenbecken I und II wurde zu 32 m bemessen, an ihr sollten beiderseits in Reparatur befindliche Boote Liegeplätze erhalten. Durch fahrbare Uferkrane sollten schwerere Teile aus den Booten auf Gleiswagen gehoben und auf diesen nach den Werkstätten am Südufer befördert werden. Größere Hochbauten waren auf der Kaizunge nicht beabsichtigt, sondern nach Bedarf nur einzelne Arbeitsschuppen.

Die Breite des Hafenbeckens II war zu 90 m vorgesehen, so daß an beiden Ufern Boote in 2 bis 3 Reihen nebeneinander liegen konnten und in der Mitte noch eine genügend breite Fahrrinne verblieb.

Hafenbecken III sollte, wie schon erwähnt, zunächst als Liegehafen für Werftbetriebsfahrzeuge dienen und mit behelfsmäßigen Uferbefestigungen ausgebaut werden. Hinter der Einfahrt in dieses Hafenbecken war ein kleiner Bootshafen für Verkehrsboote vorgesehen.

Für die Gestaltung der Gesamtanlage war maßgebend, daß für möglichst viele Boote Liegeplätze geschaffen werden sollten.

2. Wassertiefen.

Im Stichkanal und Hafenbecken I beträgt die Wassertiefe 7 m unter M. W. Die gleiche Tiefe sollte auch im Hafenbecken II hergestellt werden, während für Hafenbecken III eine Tiefe von 5 m zunächst für ausreichend befunden wurde. Direkt an den Ufern wurde der Kostenersparnis wegen die Tiefe eingeschränkt, wie aus den Uferquerschnitten zu ersehen ist.

3. Terrain- und Untergrundverhältnisse.

Das Holmgebiet war in früheren Zeiten größtenteils sumpfiges, nur wenig über M. W., teilweise sogar darunter gelegenes Gelände. In älteren Karten sind noch zahlreiche Wassergräben und alte Flußschlenken verzeichnet, aus denen hervorgeht, daß entweder die Weichsel ihr Bett verschiedentlich geändert hat, oder der Hochwasserstrom im Vorland größere Auskolkungen hervorgerufen hatte.

Beim Bau des Kaiserhafens im Jahre 1901/03 wurde das Gelände teilweise durch Baggerboden bis auf ca. 2 m über M. W. aufgehöht, insbesondere ein etwa 100 m breiter Streifen am Kaiserhafenufer entlang. Weitere Bodenmengen wurden gelegentlich der Baggerungen zur Vertiefung des Fahrwassers der Weichsel im Anfang des Krieges auf das Holmgebiet aufgespült.

Die Untergrundverhältnisse wurden durch eine größere Anzahl von Bohrungen festgestellt, die etwa folgendes Bild ergaben:

Unter dem aufgespülten Boden befindet sich von M. W.-Höhe abwärts eine etwa 2 m starke von Schilfwurzeln und Pflanzenresten durchsetzte Tonschicht. Darunter wechseln teils sehr fest gelagerte Sand- und Tonschichten in unregelmäßiger Weise ab, bis in einer Tiefe von etwa 8 m scharfer Sand von grauer bis graublauer Farbe angetroffen wird. Die ein-

[1]) Die Bezeichnung Stichkanal ist von dem ersten Entwurf beibehalten, nach welchem zunächst nur ein solcher ausgeführt werden sollte.

zelnen Bohrprofile weichen indessen stark voneinander ab, so daß von einer regelmäßigen Schichtenfolge nicht die Rede sein kann.

Die früher die Oberfläche bedeckende starke Grasnarbe wurde bei der Aufspülung des Baggerbodens nicht entfernt und ist seitdem bereits teilweise vertorft. Auch in größerer Tiefe wurden stellenweise schwache Torfschichten vorgefunden.

Der Baugrund muß hiernach als ein äußerst unsicherer bezeichnet werden.

Wegen der Verwendung von Beton für die Uferbauten und Gebäudefundamente wurde die Beschaffenheit des Grundwassers eingehend geprüft. Es wurden Wasserproben aus verschiedenen Bohrlöchern und verschiedener Tiefe entnommen, deren chemische Untersuchung ergab, daß in Höhe des Grundwasserstandes (etwa ± 0) größere Mengen freier Säure vorhanden sind, die auf Beton zerstörend wirken; dagegen konnten in 3 und 6 m Tiefe nur noch geringe Mengen freier Säure festgestellt werden. Die Erklärung hierfür ist darin zu suchen, daß sich freie Säure besonders in den durch Pflanzenwuchs und Moor durchsetzten Schichten entwickelt.

Welche Vorkehrungen auf Grund dieser Feststellungen zum Schutze des Betons getroffen wurden, geht aus dem folgenden Abschnitt Uferbauten hervor.

Zu bemerken ist noch, daß die Untersuchung von Beton an in der Nähe vorhandenen Bauwerken keine Anzeichen für zerstörende Wirkungen des Grund- oder Hafenwassers ergab.

4. Uferbauten.

a) Wendekreis, Stichkanal und Hafenbecken I.

Für die Befestigung der Ufer des Wendekreises, des Stichkanals und Hafenbeckens I mit Ausnahme des Nordwestufers

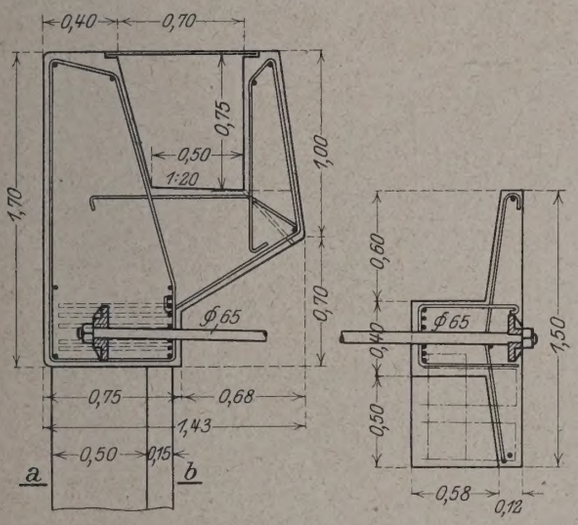
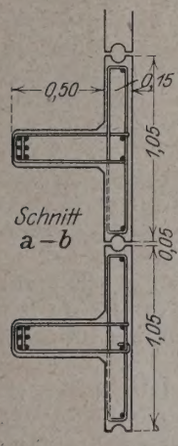


Abb. 4.



wurde eine von der Tiefbaufirma Grün & Bilfinger in Mannheim vorgeschlagene Eisenbetonkonstruktion gewählt und von dieser Firma zur Ausführung gebracht. Sie besteht aus 10 bzw. 12 m langen Eisenbetonpfählen (entsprechend einer Wassertiefe von 4½ bzw. 6 m) von T-förmigem Querschnitt (s. Abb. 4), welche durch Spezialrammen mit 4000 kg schwerem Rammbär unter Zuhilfenahme von Wasserspülung bis auf die erforderliche Tiefe eingetrieben wurden. Nach dem Einrammen wurden die besonders anbetonierten Rammköpfe, deren Oberkante etwa 50 cm über M. W. reichte, zerschlagen und und dadurch die Eiseneinlagen freigelegt, um später mit den Eiseneinlagen der darüber herzustellenden durchgehenden Betonmauer verbunden zu werden.

Bevor aber mit der Ausführung der letzteren begonnen werden konnte, mußten die Zwischenräume zwischen den einzelnen Betonpfählen gedichtet werden. Zu diesem Zweck wurden beiderseits der Fugen Holzbohlen möglichst dicht schließend eingerammt, die Zwischenräume durch Druckwasser gehörig gereinigt und darauf mit Zementmörtel gefüllte Juteschläuche in die durch die beiderseitigen Nuten gebildeten Hohlräume abgesenkt.

Diese Dichtungsart war aber nicht durchweg anwendbar. An den Stellen, an denen sich die Flügelpfähle beim Einrammen verschoben oder verdreht hatten, mußte ein anderes Verfahren gewählt werden. Hier wurden 3 miteinander verbundene eiserne Rohre von 12 m Länge und 12 cm Ø, welche unten mit eingepaßten Holzspitzen versehen waren, an der Rückseite der Fugen bis auf die erforderliche Tiefe eingetrieben. Darauf wurde Betonmischung in die Rohre eingebracht und unter allmählichem Hochziehen der Rohre fest eingestampft, wobei die behelfsmäßigen Holzspitzen ausgetrieben und der ganze Hohlraum hinter der Fuge mit Betonmischung ausgefüllt wurde.

Dieses Verfahren, das allerdings große Sorgfalt erforderte, hat sich, wie spätere Nachprüfungen ergaben, gut bewährt.

Beim Rammen der Eisenbetonpfähle ergaben sich streckenweise und vereinzelt größere Schwierigkeiten, welche teils auf sehr festgelagerte Bodenschichten, teils auf einzelne im Untergrund befindliche Hindernisse zurückzuführen sind. Letztere bestanden aus Baumstämmen, Wurzelwerk und dergl. und werden teilweise von alten Uferbefestigungen (Faschinen) herrühren.

Infolge dieser Schwierigkeiten, die sich auch bei Verwendung schmalerer Pfähle (statt 1,05 m nur 0,65 m breit) nicht wesentlich verminderten, wichen viele Betonpfähle trotz fester Einspannung aus ihrer Lage aus, einige brachen auch und mußten entweder wieder herausgezogen oder, wo dies nicht mehr möglich war, durch hintergerammte Holzspundpfähle ersetzt werden. Letzteres Verfahren fand auch an den Stellen Anwendung, an denen die Betonpfähle nicht auf die erforderliche Tiefe eingetrieben werden konnten.

Die Ausführung der Rammarbeiten bot im übrigen manches Beachtenswerte. Die Einrichtung der Betonpfahlrammen nebst den auf dem gleichen fahrbaren Unterbau aufgestellten Pfahlaufzugsgerüst (s. Abb. 5) ermöglichte einen fast ununterbrochenen Rammbetrieb, da während der Rammung gleichzeitig ein neuer Betonpfahl bis zur Ramme heranbefördert werden konnte. Auch die Spüleinrichtung, die zunächst für einen Wasserdruck von 4 at eingerichtet war, aber infolge der Rammschwierigkeiten für einen Wasserdruck von 10 at umgebaut werden mußte, war bemerkenswert. Auf Einzelheiten kann indessen nicht näher eingegangen werden.

Zum Schutze der Betonpfähle gegen den zerstörenden Einfluß des Grundwassers wurden die abgebundenen Pfähle vor dem Einrammen mit zweifachem Inertolanstrich versehen. Außerdem wurde hinter der fertig gerammten und gedichteten Pfahlwand die obere wurzelhaltige Tonschicht bis auf etwa 2 m Tiefe unter M. W. abgegraben und die Rückwand nach Glattstrich der Fugen und nochmaligem Goudronanstrich durch eine etwa 0,25 m starke, fette Tonschicht von einwandfreier Beschaffenheit isoliert.

Nach streckenweiser Fertigstellung der Dichtungsarbeiten und Schutzmaßnahmen wurde die Verankerung und die obere Eisenbetonmauer ausgeführt, deren Anordnung aus Abb. 4 ersichtlich ist. Für den Querschnitt der letzteren war die Bedingung maßgebend, daß mit der Mauer ein Leitungskanal vereinigt werden sollte.

Die Rundeisenanker sind zu zweien in Eisenbeton-Ankerplatten gefaßt, die mit Rippen derart versehen sind (Abb. 6), daß sie ohne besondere Abstützung mittelst eines Bockkranes in die Baugrube eingesetzt werden konnten.

In Abständen von etwa 40 m sind in der Betonmauer

durch Zwischenlagen aus Teerpappe Trennungsfugen angeordnet, die sich als gut wirksam erwiesen.

Zum Festmachen der Boote dienen gußeiserne Poller in Abständen von 30 m, die dicht hinter der Uferkante angeordnet sind, um den Verkehr am Ufer entlang möglichst wenig durch die Befestigungsleinen zu behindern. Zur Entlastung der Ufermauer sind die Pollerfundamente, die auf Holzpfählen gegründet sind, besonders durch Rundeisen an Eisenbetonplatten nach rückwärts verankert (Abb. 7).

An der Wasserseite ist die Ufermauer mit einer Reibholzanlage aus kräftigen Horizontal- und Vertikalhölzern versehen, die mit Mauerbolzen und Winkeleisen derart an der Mauer befestigt sind, daß einzelne abgängige Teile leicht ausgewechselt werden können.

Vor der Reibholzanlagesindzum Schutz der Tiefensteuer der U Boote Schwimmfender von 1,60 m Breite verlegt, wie aus Abb. 8 ersichtlich.

Am Ostufer des Stichkanals entlang bewegt sich zur Beförderung leichterer Maschinenteile, Torpedos und sonstiger Ausrüstungsstücke auf einem Krangleis von 2,5 m Spurweite ein elektrisch betriebener Drehkran von 3,5 t Tragkraft. Die Kranbahnschienen ruhen auf Längsträgern aus Eisenbeton, welche von einzelnen Pfeilerfundamenten aus Beton auf Holzpfählen gestützt werden.

Hinter der Kranbahn ist eine 5 m breite gepflasterte Kaistraße, dahinter ein normalspuriges Eisenbahngleis angeordnet.

Abb. 5.

b) Nordwestufer des Hafenbeckens I und Ufer des Hafenbeckens II.

Mit Rücksicht auf die ungünstigen Erfahrungen beim Einrammen der Eisenbetonflügelpfähle wurde für das Nordwestufer des Hafenbeckens I und die Ufer des Hafenbeckens II eine andere Bauweise gewählt. Sie besteht aus einer Ufermauer aus Beton (Winkelstützmauer) auf hölzernem Pfahlrost und rückseitiger Holzspundwand (s. Abb. 9).

Auch diese Uferbefestigungen wurden im Schutze des umgebenden Erdreichs, das erst nach Beendigung der Arbeiten abgebaggert werden sollte, ausgeführt. Auf letzteren Umstand ist nebenbei bei Ausbildung des Pfahlrostes insofern Rücksicht zu nehmen, als es bei ganz im Boden steckenden Pfählen im Gegensatz zu im Wasser freistehenden nicht möglich ist, die Pfähle beim Abbinden der Konstruktion wesentlich aus ihrer Lage zu bewegen.

Oberkante Pfahlrost wurde auf Ord. — 0,5 angeordnet; diese Tiefenlage war ohne besondere Schwierigkeiten und erhebliche Wasserhaltungsarbeiten ausführbar.

Die Poller haben hier eine andere Anordnung erhalten als am Ostufer des Stichkanals. Sie sitzen direkt an der Uferkante auf breiter, den Leitungskanal überdeckenden Grundplatte, die nach rückwärts durch Rundeisen an der Spundwand verankert ist (s. Abb. 10).

c) Hafenbecken III.

Die Ufer des Hafenbeckens III (Prahmhafen) sind, wie schon erwähnt, nur behelfsmäßig befestigt. Das über M. W. mit 1 : 1 ½ ab geböschte Ufer ist bis auf eine Höhe von 0,60 m über M. W. mit Betonplatten auf Schotterunterlage abgepflastert, darüber mit Rasenstücken abgedeckt. Den Fuß bilden 2,5 m lange Rundpfähle mit 2 hinter denselben hochkant aufgestellten Holzbohlen.

In M. W.-Höhe ist eine 2 m breite Berme angeordnet, an welche eine Unterwasserböschung 1 : 3 bis zu der planmäßigen Tiefe von 5 m an schließt.

Zum Anlegen der Fahrzeuge ist eine durchgehende Gordungswand auf 3,5 m Wassertiefe vorgesehen (siehe Abb. 11).

5. Zufuhrstraßen und Gleise.

Das neue Hafengebiet ist von der Werftfähre aus durch eine Straße über das südliche Holmgebiet zugänglich, welche die Eisenbahn westlich des neuen Rangierbahnhofs rechtwinklig kreuzt und etwa 50 m hinter der Kreuzung in einen von Westen nach Osten verlaufenden Straßenzug einmündet (s. Abb. 1).

Dieser Straßenzug ist parallel zu der an den Südufern entlang führenden Kaistraße angeordnet und mit dieser durch mehrere Querstraßen verbunden. Der ca. 100 m tiefe Baublock zwischen den beiden Parallelstraßen war für die größeren Werkstattbauten bestimmt.

Weitere Straßenzüge führen an den Ufern der einzelnen Hafenbecken entlang.

Eine zweite Zuwegung zu den neuen Hafenanlagen war von Westen her über eine neu projektierte Fähranlage über die tote Weichsel im Verlaufe der Straße östlich des Kreftschen Grundstücks geplant.

Die neuen Eisenbahngleise sind aus dem Rangierbahnhof Holm abgezweigt, dessen Gleise sich unmittelbar an die Anlegestelle der Eisenbahnfähre über den Kaiserhafen anschließen.

Wegen der neuen Gleisanschlüsse und der zu erwartenden bedeutenden Verkehrssteigerung mußte der Holmbahnhof wesentlich erweitert werden. Für die Gestaltung der neuen Bahnhofsanlage war maßgebend, daß der Verkehr auf der am Westende des Bahnhofs über die Bahn führenden Hauptstraße möglichst wenig durch den Rangierbetrieb gestört werden sollte. Aus diesem Grunde wurden die gesamten Rangiergleise auf das Gebiet zwischen dieser Straße und der Kaiserhafenfähre beschränkt und das Ausziehgleis an das Südostende gelegt. Durch die Herstellung der neuen Gleisanschlüsse war es erforderlich, die eingehenden Wagen nach 5 Richtungen hin auszurangieren und dementsprechende Rangiergleise vorzusehen. Vom Bahnhof aus zweigen die verschiedenen Anschlußgleise nach dem Süd- und Nordholm sowie geradeaus nach den Privatanschlüssen ab.

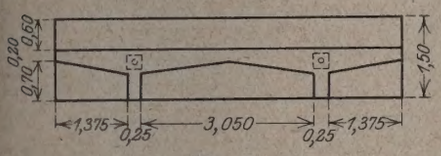


Abb. 6.

Die Kaizungen zwischen den Hafenbecken I und II sowie II und III sind nicht direkt, sondern nur durch Drehscheiben zugänglich.

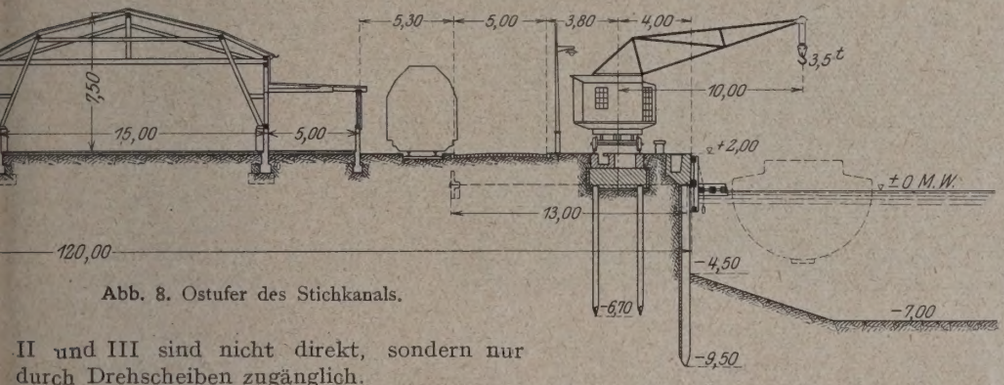


Abb. 8. Ostufer des Stichkanals.

6. Wasser- und Stromversorgung.

Die Wasserversorgung der neuen Hafenanlagen erfolgt von einem ebenfalls während des Krieges neu angelegten Wasserwerk auf dem Südholm aus (22 auf Abb. 1). Das Wasser wird aus Brunnen von ca. 40 m Tiefe gepumpt und nach Enteisenung einem Tiefbehälter von 1000 cbm Inhalt zugeführt. Von diesem aus wird es durch selbsttätig anlaufende elektrisch betriebene Pumpen in die Rohrleitungen gedrückt.

Zur Stromversorgung war ursprünglich der Bau einer elektrischen Zentrale auf dem Holm vorgesehen. Es wurde aber aus hier nicht näher zu erörternden Gründen von diesem Projekt abgesehen und durch 2 neue Flußkabel an das Stromnetz der Stammwerft angeschlossen.

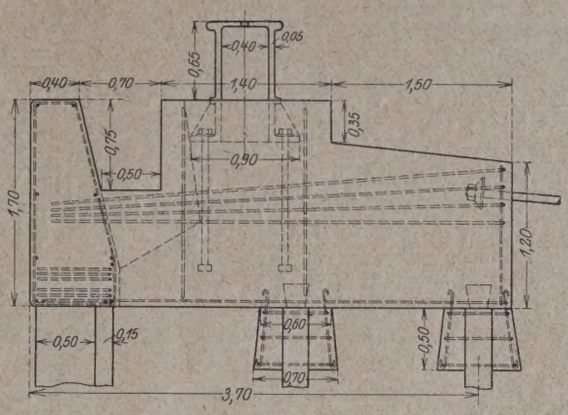


Abb. 7.

7. Treibölanlage.

Zur Versorgung der U-Boote mit Treiböl wurde im Jahre 1917 nordwestlich der Eisenbahnfähre eine Ölanlage geschaffen (21 auf Abb. 1), die aus folgenden Teilen besteht:

a) einem eisernen Ölbehälter von 2500 cbm Fassungsraum mit Erdumwallung,

b) einem eisernen Empfangsbehälter zur vorläufigen Aufnahme des in Eisenbahntankwagen angelieferten Öls, das von hier aus in den Hauptbehälter übergepumpt wird,

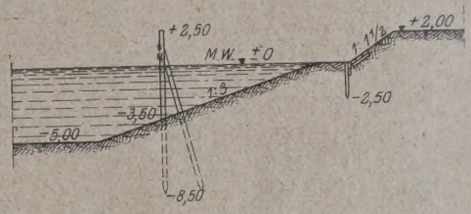


Abb. 11.

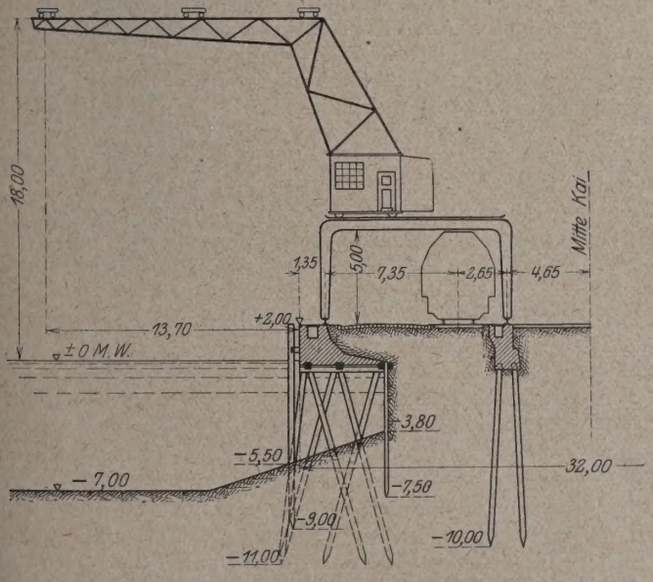


Abb. 9.

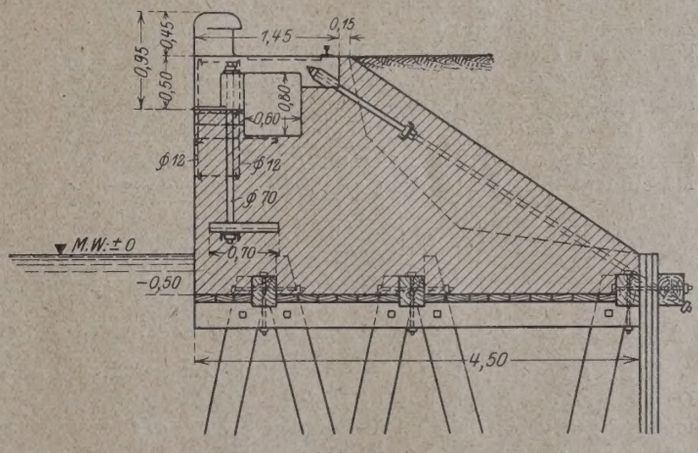


Abb. 10.

c) dem Maschinenhaus mit Pumpenanlage und Dampfkessel zur Erwärmung des Öls im Behälter,

d) den Rohrleitungen, von denen besonders die Druckleitung von den Pumpen nach den Abgabestellen am Ostufer

des Stichkanals nebst 9 Zapfstellen daselbst und die Saug- und Druckleitung von den Pumpen zu der Ölaufnahme- bzw. Abgabestelle am Kaiserhafenufer erwähnt seien.

Durch ein Eisenbahngleis ist die Anlage an den Rangierbahnhof angeschlossen.

8. Heizdampf.

Zur Erzeugung von Heizdampf für die aktiven U- und Torpedoboote während ihrer Liegezeit wurde etwa in halber Höhe des Ostufers des Stichkanals ein Kesselhaus mit 2 Dampfkesseln (alte Schiffskessel) errichtet (7 auf Abb. 1). Von ihm aus führt eine Dampfrohrleitung unter der Kaistraße zum Ufer und an diesem entlang in den hierzu vorgesehenen Betonkanal der Ufermauer.

Zur Dampfentnahme sind in Abständen von etwa 40 m Anschlußschieber eingebaut.

Von dem Kesselhaus werden außerdem die verschiedenen Hochbauten am Ostufer des Stichkanals (s. u.) mit Heizdampf versorgt.

9. Hochbauten am Ostufer des Stichkanals.

Für Zwecke der aktiven Boote dienen die folgenden Baulichkeiten am Ostufer des Stichkanals: Ein Werkstattgebäude in ausgemauertem Holzfachwerk zur Ausführung kleinerer Reparaturen, ein zweigeschossiges massives Magazingebäude, ein in ausgemauertem Holzfachwerk ausgeführtes Torpedolagerhaus (s. Abb. 1 Nr. 4, 5 u. 6), ein erst im Rohbau fertiggestelltes Wasch- und Badehaus für die Bootbesatzungen, sowie verschiedene Nebenanlagen wie Aborte, Müllgruben usw.

10. Neubauten der Utowerft auf dem Südufer.

Das Gebiet im Süden der neuen Hafenbecken war für die Anlagen der neuen Utowerft (Uto = Untersee- und Torpedo) bestimmt, und zwar sollten auf dem Gebiet östlich der dreieckigen Landzunge die Werkstätten für Schiffbau, westlich diejenigen für Maschinenbau erstehen. Die Ausführung dieser Anlagen war noch in vollem Gang, einige Werkstätten konnten bereits am 1. November 1918 in Betrieb genommen werden, als die politischen Verhältnisse zur Einstellung der Bauten und des Betriebs zwangen.

Bereits fertiggestellt waren eine Schiffbauwerkstatt, ein eiserner Hallenbau von 2500 qm bebauter Fläche (9), eine Maschinenbauwerkstatt von annähernd gleicher Größe und Bauart (10), ein Holzlagerschuppen von 900 qm Grundfläche (18) und ein Zentralkesselhaus mit 2 Stück Dampfkesseln (20) nebst Rohrleitungen nach den beiden großen Werkstätten usw. zur Speisung der Heizanlagen.

Im Rohbau fertiggestellt sind ein Lagerhaus für ausgebaute Maschinenteile von 1300 qm bebauter Fläche in ausgemauertem Holzfachwerk (12), ein massives Preßluftgebäude, ein dreigeschossiges massives Bürogebäude von 10 575 cbm umbauten Raumes (11), ein zweigeschossiges unterkellertes Magazin von 9800 cbm umbauten Raumes (13), eine Polizei- und Feuerwache (15), eine Kantine nebst Speiseraum für 400 Arbeiter (19); ferner südlich des Bahnüberganges ein Lieferungsannahmeamt (16) und ein massives Bürogebäude für die Hafenbauabteilung (17). Weitere Werkstattgebäude waren teils ebenfalls bereits in Angriff genommen, teils erst im Entwurf fertiggestellt.

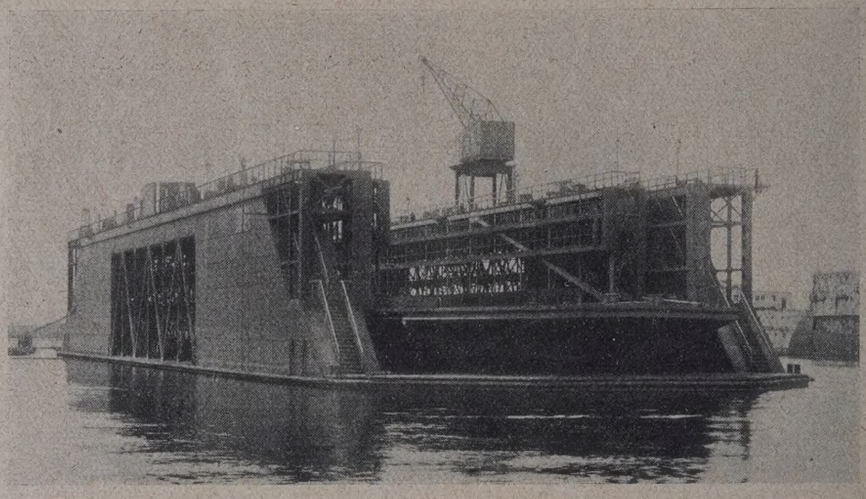


Abb. 12.

Schwimmdockbauten.

Für den Dockbetrieb der neuen Utowerft wurden von dem Ingenieur von Klitzing konstruierte Hebedocks mit ausfahrbaren Pontons gewählt, eine Einrichtung, die sich besonders für Massendockungen empfiehlt. Der Betrieb erfolgt in der Weise, daß beim Docken eines Schiffes das Ponton in das Hebedock eingefahren und mit diesem zusammen abgesenkt wird. Nach erfolgter Dockung wird dann das Ponton mit dem gehobenen Schiff wieder herausgezogen und an seine Liegestelle gebracht. Der Vorteil dieser Einrichtung besteht darin, daß für eine größere Anzahl Pontons nur ein mit Maschinen- und Pumpenanlage versehenes Hebedock und nur für letzteres eine besondere Versenkstelle erforderlich ist. Jedes Ponton bietet Platz für 2 Boote. Auch das Hebedock selbst kann zum Docken von Booten verwendet werden.

Auf Einzelheiten näher einzugehen würde zu weit führen. Die allgemeine Anordnung ist aus Abb. 12 ersichtlich, welche das Hebedock mit eingefahrenem Ponton zeigt.

Die Anordnung der Dockliegestellen ist bereits unter B. 1 kurz beschrieben. Für die beiden Hebedocks war die Ausbaggerung einer 14 m tiefen Versenkstelle erforderlich. Die Festlegung des Hebedocks über der Versenkstelle sollte durch Ketten an im Grunde versenkten Betonankersteinen erfolgen; die Pontens sollten dagegen an Dalben liegen.

(Schluß folgt.)

EISERNE BRÜCKEN IN NORDFRANKREICH UND BELGIEN.

Von Prof. Dr.-Ing. Petermann, Charlottenburg.

Die folgenden Ausführungen sollen keine erschöpfende Darstellung des Standes des Brückenbaues in Nordfrankreich und Belgien geben; sie haben nur den Zweck, auf eine Reihe von dem dortigen Brückenbau eigentümlichen Ausführungs- und Ausbildungsformen hinzuweisen, die der Verfasser während des Krieges als Offizier der Eisenbahntruppe im westlichen Operations- und Etappengebiet und im Generalgouvernement Belgien an einer Reihe von Bauwerken zu beobachten Gelegenheit hatte. Während die hervorragenden Leistungen französischer Brückenbaukunst, wie sie in manchen Seinebrücken, den weitgespannten Bogenbrücken über das Garabit- und das Viaurtal, den Schwebefähren in französischen Häfen und anderen bedeutenden Bauwerken zum Ausdruck gekommen sind, den Weg in die deutsche Fachpresse gefunden haben, ist über die Ausbildung der großen Zahl der weniger bedeutenden, mehr alltäglichen Brückenbauten kaum etwas bekannt geworden. Auf sie beziehen sich die folgenden Darlegungen, und da diese Bauwerke nicht nur in rein konstruktiver Beziehung

bisweilen erheblich von den bei uns üblichen Ausführungen abweichen, so dürfte sich ein Vergleich immerhin lohnen.

Schon die Schwellenbefestigung auf Eisenbahnbrücken ist in der Regel anders als bei uns. Bei älteren Brücken sind die Schwellen gewöhnlich durch lotrechte Bolzen am oberen Flansch oder Gurt des Längsträgers befestigt, eine Befestigung, die sich im Betriebe lockert und immer zu Rostbildung Veranlassung gibt. Bei neueren Brücken hat man Stahlgußplatten

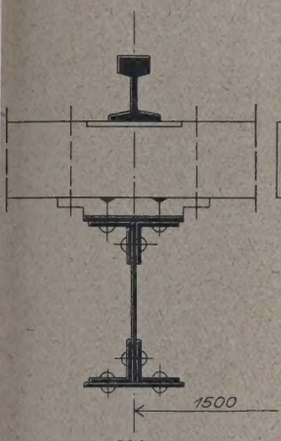


Abb. 1.

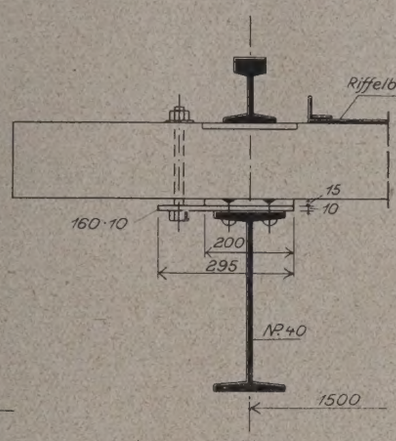


Abb. 2.
Schwellenbefestigung auf Längsträgern.

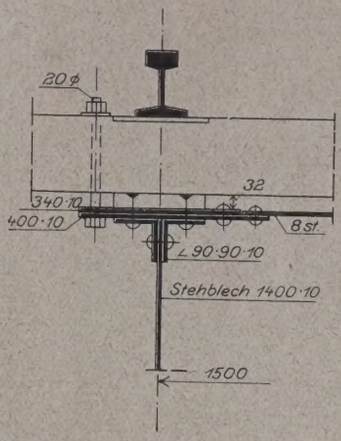


Abb. 3. Schwellenbefestigung bei unmittelbarer Auflagerung auf den Hauptträger.

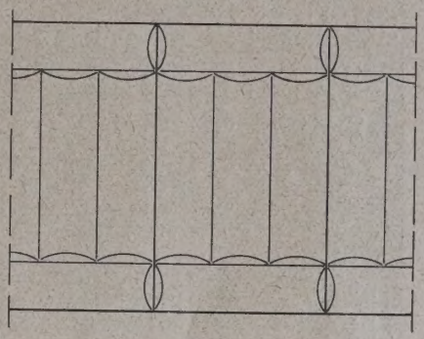


Abb. 4.
Fahrbahn einer Straßenbrücke, Grundriß.

oder Flacheisenstücke aufgenietet, in denen die Bolzen seitlich des Trägers sitzen (Abb. 1 und 2). Der Träger ist dadurch zwar mehr gegen Rostbildung geschützt, aber die Nachteile der Befestigungsart bleiben im übrigen dieselben. Doch auch bei neueren Brücken mit unmittelbarer Auflagerung der Schwellen auf den Hauptträgern steckt man die Bolzen häufig durch Löcher der überstehenden Gurtplatten (Abb. 3); zur Ausgleichung des Höhenunterschiedes bei mehreren Gurtplatten legt man, um ein Ausklinken der Schwellen und die Verwendung

Abb. 5. Kontinuierlicher Parallelträger mit Gegenstreben.

eines stärkeren Schwellenprofils zu vermeiden, unter diese Auflagerplatten, die mit versenkten Nieten angeschlossen werden. Bei der bei uns seit Jahren vorgeschriebenen Befestigung durch aufgenietete Winkeleisen mit wagerechten Bolzen fallen diese Nachteile fort; vor allem wird dadurch eine einwandfreie Aufnahme der Brems- und Anfahrkräfte gewährleistet; auch werden durch das Ausklinken der Schwellen die Seitenstöße besser aufgenommen, als das bei der französischen Konstruktion der Fall ist.

Bei der Ausbildung der leichten Fahrbahn fällt die häufige Verwendung genieteter Querschnitte auf für Träger, für die gewalzte I-Profile zweifellos wirtschaftlicher wären. Der Abstand der Schwellenträger beträgt in der Regel 1,5 m; auf die Ausnutzung der Elastizität der Schwellen für ein weicheres Befahren verzichtet man. Die Abdeckung erfolgt gewöhnlich nicht durch Bohlenbelag, sondern durch Riffelbleche mit kleinen Saumwinkeln. Bisweilen findet man auch eine durchgehende, auf den Obergurten der Fahrbahnträger vernietete Flachblechabdeckung, über der die Schwellen liegen (s. Abb. 3 u. 5); die Schwellen sind dabei, wie schon erwähnt, durch besondere Auflagerplatten auf den Längsträgern gelagert; zwischen den Schienen liegt oft noch ein Belag aus leichten Monierplatten oder eine Riffelblechabdeckung. Die Flachblechtafel unter den Schwellen ist infolge der mangelhaften Entwässerung meist stark verrostet.

Für Brücken mit schwerer Fahrbahn — unter Durchführung der Bettung — scheint man Buckelplatten oder Tonnenbleche sehr selten zu verwenden. Man findet an ihrer Stelle, selbst bei ganz neuen Brücken und auch bei solchen über

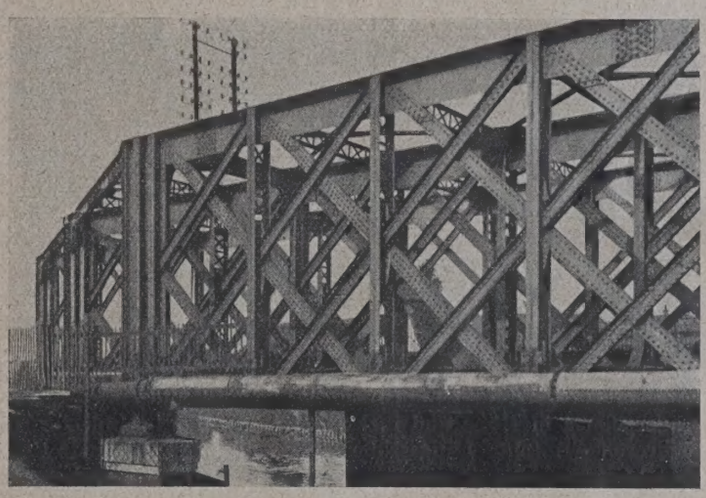


Abb. 6. Vierteiliges Fachwerk.

Straßen, bei denen eine Rücksichtnahme auf schädliche Rauchgase ausgeschlossen ist, ebenso auch bei Straßenbrücken gewöhnlich Quer- oder Längskappen in Mauerwerk. Dadurch wird das Eigengewicht ungemein erhöht, auch fördert die häufig mangelhafte Abdichtung die Rostbildung, trägt durch die damit verbundene Auswaschung des Fugenmörtels keineswegs zur Verschönerung des Bauwerks bei und gefährdet seinen Bestand durch die Möglichkeit einer Einwirkung des Frostes. Man verwendet in der Regel Querkappen und ordnet bisweilen unter gänzlichem Verzicht auf eine Unterteilung des Fahrbahnrostes Querträger in geringen Abständen an; bei Straßenbrücken mit über der Fahrbahn außen liegenden Hauptträgern legt man gewöhnlich hinter die Bordschwellen je einen Längsträger, der die Auflagerdrucke eines oder mehrerer

Zwischenquerträger aufnimmt (Abb. 4); der Raum zwischen Haupt- und Längsträger wird dann durch eine Längskappe geschlossen. Fahrbahnen in Eisenbeton sieht man nur sehr selten, bei allerneuesten Brücken über Bahnhofsgleisen; Ummantelungen zum Schutze gegen die Rauchgase sind dagegen häufiger.

Das Hauptträgersystem ist naturgemäß meist das des einfachen Balkens. Für die Überbrückung mehrerer Öffnungen

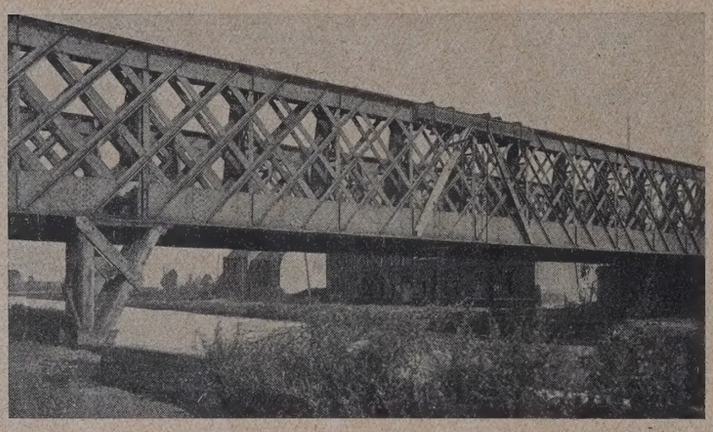


Abb. 7. Durch Artilleriefeuer beschädigte Brücke.

bevorzugt man noch immer den kontinuierlichen Träger; Gerberträger sind selten. Für die Mittelstützen kontinuierlicher Träger verwendet man seltsamerweise fast nie Pendelstützen, sondern oft unten eingespannte Stützen, die auf ihrem Kopfe bewegliche Lager tragen; infolge der dabei unvermeidlichen exzentrischen Belastung und der Beanspruchung durch Windkräfte müssen die Stützen, zumal wenn Querverbände fehlen, was gewöhnlich der Fall ist, sehr schwer ausgebildet werden. Für größere Einzelöffnungen führt man in neuerer Zeit auch den Bogen mit Zugband aus. Auch vollwandige Rahmenträger, mit deren Bau die Franzosen bekanntlich vorangegangen sind, sieht man bisweilen, bei Überbrückung mehrerer Öffnungen manchmal mit Kragarmen und Koppelträgern.

Auch die konstruktive Ausbildung der Hauptträger weist manche Besonderheiten auf. Bei ganz kleinen Eisenbahnbrücken von 4—5 m Stützweite werden sie sehr häufig als Zwillingsträger ausgebildet ohne Rücksicht darauf, ob eine Einschränkung der Bauhöhe notwendig ist oder nicht. Diese Ausführungen sind nicht etwa vereinzelt, es gibt Werke, die dafür Normalzeichnungen haben. Bei Stützweiten bis etwa 20 m verwendet man wie bei uns Blechträger; bei älteren Straßenbrücken findet man noch häufig außenliegende Blechträger von 3 m Höhe und mehr, bei denen das Stehblech aus mehreren durch Längsstöße verbundenen Blechstreifen besteht.

Balkenfachwerkträger haben meist die Form von Parallelträgern mit Gegenstreben oder von mehrteiligen Fachwerken mit parallelen Gurtungen. Diese Trägerart, die wir wegen ihrer Nachteile seit Jahrzehnten nicht mehr bauen, findet man dort nicht etwa nur bei alten, sondern auch bei ganz neuen Brücken, die erst während der letzten Jahre vor dem Kriege entstanden sind. Bei den älteren Ausführungen bestehen die Streben aus Flacheisen, später hat man die nach der Mitte zu steigenden aus T-Eisen oder genieteten [-Profilen gebildet; bei den neueren zeigen die Streben durchweg die letztere Form; gewalzte [-Eisen sieht man seltsamerweise nie, auch werden die abstehenden Schenkel nie angeschlossen. Abb. 5 zeigt eine neuere derartige Brücke bei Lille — Überführung über die große Straße nach Roubaix, kontinuierlicher Balken auf vier Stützen —, die die besondere Eigentümlichkeit hat, daß die Hauptträger nicht symmetrisch zur Mitte ausgebildet sind; die Streben sämtlicher Felder sind auf der Innenseite rechtssteigend, außen linkssteigend. Abb. 6 zeigt eine ziemlich häufige Ausführungsform für Stützweiten von 40—60 m; hier beim vierteiligen Fachwerk ist die unsymmetrische Anordnung der Streben durch die Vermeidung besonderer Anschlüsse in Trägermitte begründet. Bei älteren Ausführungen dieses Systems hat man jedoch zugunsten einer symmetrischen Ausbildung auf diesen Vorteil verzichtet.

Ein Vorzug dieser mehrteiligen Fachwerke soll nicht unerwähnt bleiben, das ist ihre geringere Empfindlichkeit gegen Beschädigungen. Abb. 7 zeigt eine zweigleisige Brücke bei Pont-à-Vendin, die im Obergurt einen Volltreffer erhalten hatte. Von dem doppelwandigen Gurt war das innere Stehblech vollständig, die beiden Winkel des Innensteges fast vollständig durchgerissen, das äußere Stehblech war schwer beschädigt, die drei oder vier Gurtplatten etwas nach oben aufgebogen und die Anschlüsse der Streben und der Pfosten zum großen Teile zerstört. Die Brücke ist nach dieser Beschädigung — die beschädigte Stelle ist auf dem Bilde leider durch eine behelfsmäßige hölzerne Verstärkung verdeckt —, und zwar vor Ausführung dieser Verstärkung noch durch schwere Maschinen befahren worden, hat also mit dem ohnehin schon beträchtlichen Eigengewicht — Stützweite etwa 45 m — noch eine Belastung getragen, unter der die Gurtung eines weitmaschigen Fachwerks nach solcher Beschädigung sicher ausgeknickt wäre.

Ähnlich wie diese mehrteiligen hat man auch neuzeitliche weitmaschige Fachwerke oft mit sehr hochstegigen Gurtungen unter unmittelbarem Anschluß der Füllungsstäbe ausgebildet. Um die infolge solcher Ausbildung auftretenden hohen Nebenspannungen hat man sich nicht gekümmert.

Die Durchbildung der Einzelheiten hat bisweilen zu eigenartigen Formen geführt. Abb. 8 zeigt den Endpfosten eines Bogens mit Zugband von etwa 80 m Stützweite — schwere Straßenbrücke mit Eisenbetonfahrbahn, erst 1916 voll in Betrieb genommen —, bei dem das Windportal als Hauptkonstruktionsteil, der Endpfosten als Glied zweiter Ordnung behandelt ist; der obere Knotenpunkt ist einfach auf die Krümmung des Portals aufgesetzt. Bei den sehr beträchtlichen

Abb. 8. Bogen mit Zugband, Endportal.

Kräften, die der Endpfosten als Glied des Hauptträgers aufzunehmen hat, kann man einen solchen Anschluß nur als durchaus verfehlt bezeichnen.

Daß die Ausbildung von Zwischenstützen in statischer Beziehung oft von dem bei uns Üblichen abweicht, ist bereits gesagt worden. Daß das auch in konstruktiver Beziehung der Fall ist, zeigt Abb. 9, die die Stützenreihen einer wenige Jahre vor dem Kriege erbauten Brücke darstellt: Stützen in Formen ähnlich einer dorischen Säule mit Kapitäl und daraufgesetztem

Stelzenlager, ein Hohn auf jede Eisenbauästhetik. Man sieht auch hier gemauerte Längskappen. Die Brücke, von der Abb. 5 eine Innenansicht des Hauptträgers zeigt, hat dieselben Stützen; sie sind in Paris gegossen und tragen die Jahreszahl

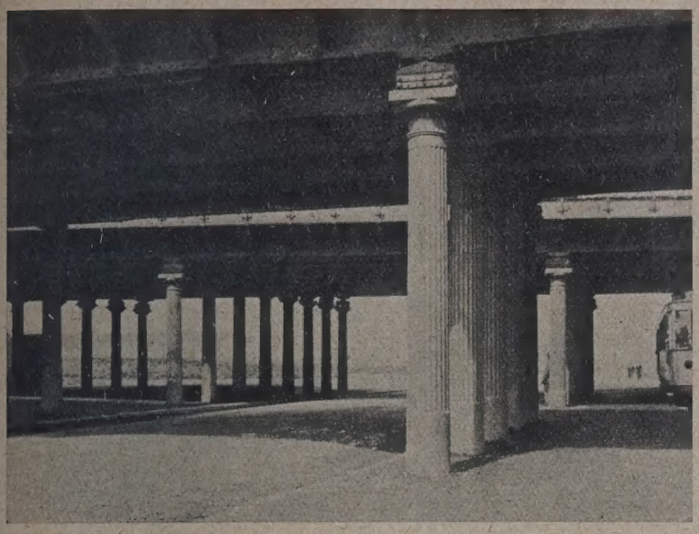


Abb. 9. Stützen einer neueren Eisenbahnbrücke, kontinuierlicher Blechträger über mehrere Öffnungen.

1907, haben einen Durchmesser von etwa 50 cm und eine Mindestwandstärke von 50 mm. Erbauerin der Brücke ist eine der größten französischen Brückenbauanstalten, die Compagnie de Fives, Lille, die die Hauptöffnungen der Cernavodabrücke gebaut hat.

Die Formen der Lagerkörper sind in vielen Fällen nach unseren Begriffen veraltet. Bei ganz kleinen Brücken verwendet man in der Regel ebene Flächenlager; bei mittleren (bis zu Stützweiten von etwa 30 m) noch heute häufig Lagerkörper mit angegossenem Halbzapfen; der obere Lagerteil ist dabei nicht selten in der Hauptträgerrichtung länger als der untere. Das zugehörige bewegliche Lager hat weder Rollen noch eine gewölbte, sondern eine schmale ebene Gleitfläche (Abb. 10). Bei größeren Stützweiten nimmt man Rollen- oder Stelzenlager, und zwar meist kleine Rollen oder Stelzen in größerer Anzahl. Die Lager werden gewöhnlich nicht auf den Auflagerstein gesetzt, sondern mehrere Zentimeter tief in ihn eingelassen, auf einer 4 oder 5 mm starken Bleiplatte verlegt und mit Steinschrauben befestigt.

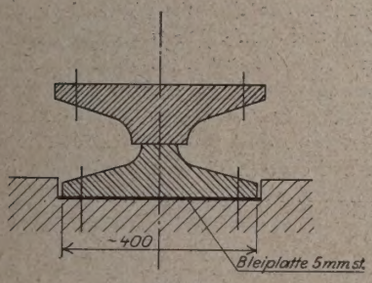


Abb. 10.
Lager einer Blechbalkenbrücke von 11 m Stützweite.

Die Querverbände, besonders bei kleineren nicht ganz neuen Brücken, sind häufig unvollkommen. Eine eingleisige Brücke in der Umgebung von Lille von etwa 9 m Stützweite mit leichter Fahrbahn — hölzerne Längsschwellen auf Querträgern — war z. B. ohne jeden Windverband. Auch bei ganz neuen Brücken ist die Durchbildung der Querverbände manchmal nicht einwandfrei. Bei Kriegsbeginn lagerten auf mehreren belgischen Werken Dutzende von versandfertigen Fachwerkbrücken von 31,5 m Stützweite mit Fahrbahn oben, die alle nach demselben Entwurf für eine Eisenbahn- und Straßenbahngesellschaft in China mit Sitz in Brüssel gebaut waren und später von der deutschen Militäreisenbahnverwaltung zum großen Teil für den zweigleisigen Ausbau der eingleisigen eisernen Kriegsbrücken der Maastalbahn verwendet wurden. Diese Brücken hatten einen oberen Windverband, dessen Knotenbleche nicht an seinen Gurtungen — den Obergurten der Hauptträger —, sondern nur an den unteren Flanschen der Querträger angeschlossen waren. Zudem war der lotrechte Abstand der Windverbandsebene von der Schwerachse der Gurtung ziemlich beträchtlich.

Ein weiteres Beispiel einer mangelhaften Queraussteifung zeigt Abb. 11, das die Stütze eines Rahmenträgers mit Kragarmen und Koppelträgern darstellt. Die Brücke liegt in Brüssel am Südbahnhofe und überbrückt im Zuge der noch im Bau befindlichen Verbindung mit dem Nordbahnhofe den sehr breiten und sehr verkehrsreichen Boulevard. Die Gelenkausbildung erscheint nicht sehr geschickt, aber die Queraussteifung in der Stützenebene ist im höchsten Grade mangelhaft. Sie besteht in einem Querträger, dessen Untergurt etwas heruntergezogen ist und in beträchtlicher Höhe endet. Die Verbindung zwischen dem Ende dieses nach unten offenen Halbrahmens, der infolge der Schiefe der Brücke eigentlich nur ein Viertelrahmen ist, und den seine Fortsetzung nach unten bildenden schweren Gurtungen der Stütze bewirkt das Stehblech, das an dieser Stelle ganz erheblichen Überbeanspruchungen ausgesetzt ist. Diese Brücke, deren Hauptträger übrigens eine gefällige Linienführung der unteren Gurtung zeigen, besteht aus drei ganz dicht nebeneinander liegenden selbständigen Brücken. Der Abstand der inneren Hauptträger ist so gering, daß eine Untersuchung und sachgemäße Unterhaltung der einander zugekehrten Trägerflächen vollkommen ausgeschlossen erscheint, ein Fehler, den man bei einem solchen Neubau hätte vermeiden müssen. Man sieht übrigens auch hier

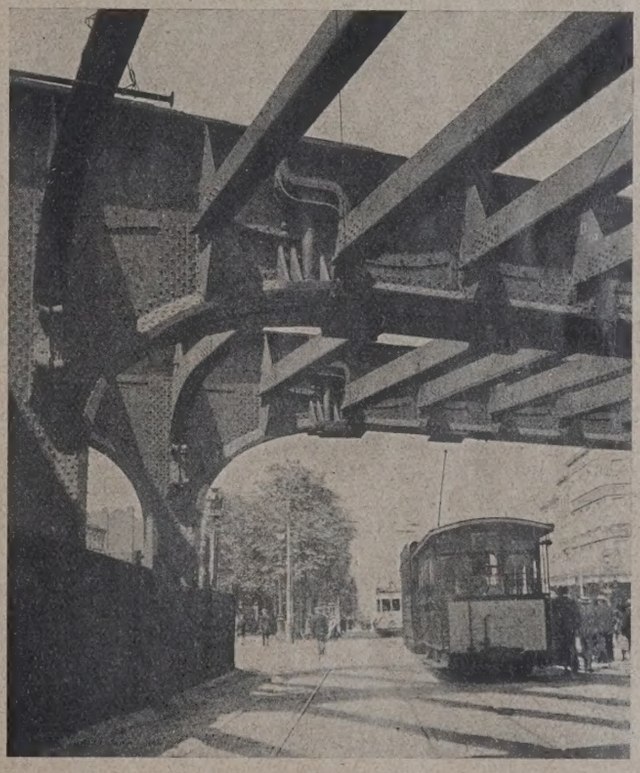


Abb. 11.
Stützen eines vollwandigen Rahmenträgers mit Gelenken (s. Abb. 12).

in engen Abständen angeordnete Querträger. Abb. 12 zeigt eine Gesamtansicht.

Ein Montageverfahren möge noch erwähnt werden, das sich in Frankreich anscheinend großer Beliebtheit erfreut, und das wohl zum Teil den noch immer häufigen Bau von kontinuierlichen Trägern und engmaschigen Fachwerkträgern mit hochstegigen Gurtungen erklärt. Es ist das das Einschieben in der Längsrichtung auf festen Rollen. Man legt dabei nicht,

wie das sonst wohl geschehen ist, eine Schiene unter den Untergurt, sondern läßt diesen unmittelbar auf den Rollen laufen. Um ein Auftreten von Stößen beim Überlaufen der Gurtplattenenden zu vermeiden, nietet man hinter diese keilförmig abgehobelte Plattenstücke. Die Rollen verwendet man paarweise in Verbindung mit einem kleinen Wagebalken. Abb. 13 zeigt ein solches Rollenpaar; das Bild ist Anfang April 1918 aufgenommen und stellt einen Teil der zum zweiten Male gesprengten Sommebrücke bei Péronne dar, die eine Pariser Firma nach der vor unserem Rückzuge in die Siegfriedstellung erfolgten ersten Sprengung wiederhergestellt und gerade zum Einschieben fertig hatte, als im März 1918 unser Vormarsch begann. Sie ist dann durch ein Kommando von Eisenbahnpionieren unter Führung eines

Abb. 12. Vollwandiger Rahmenträger über 3 Öffnungen mit Gelenken in den Seitenöffnungen.

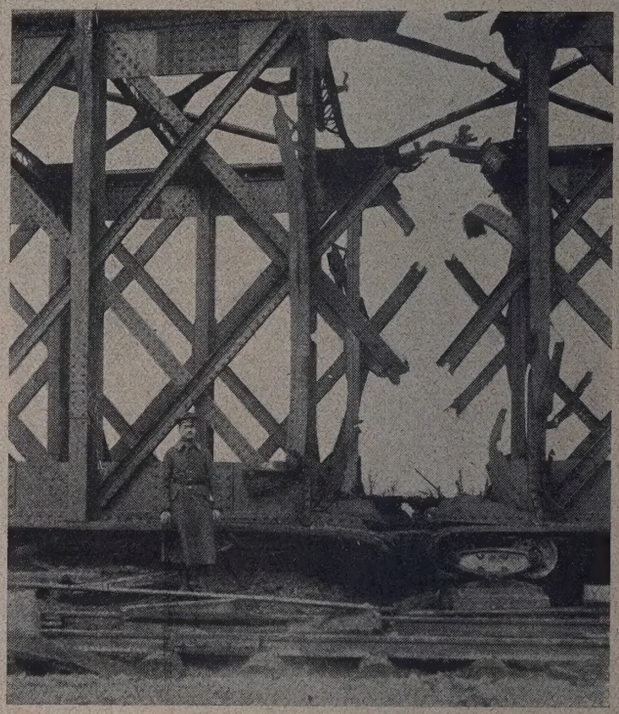


Abb. 13. Zum Einschieben fertige Eisenbahnbrücke, gesprengt.

Vizefeldwebels, Ingenieurs der Gutehoffnungshütte, und der Aufsicht eines alten erfahrenen Richtmeisters desselben Werkes wiederhergestellt und im Juni wieder in Betrieb genommen worden. Die Werkstattarbeiten wurden in der von der Militäreisenbahnverwaltung in Löwen eingerichteten Brückenbauanstalt ausgeführt.

Der Nachteil dieses Einbauverfahrens liegt darin, daß die Brücke auf die einzelnen Rollenpaare infolge ihrer wechselnden Höhenlage zum System, und weil sie sich unter verschiedenen Belastungen bei getrennter Lagerung auf dem Erdboden verschieden setzen, kaum festzustellen sind und beträchtliche Werte erreichen können, daß also der Untergurt sehr erhebliche Biegungsbeanspruchungen erfährt. Es ist daher nur für Blechträger und engmaschige Fachwerke mit biegungsfestem Untergurt, und auch dann vielleicht nicht immer ohne Materialzugabe für diesen, brauchbar. Sein Vorzug liegt in seiner Einfachheit, da man für Träger über einer Öffnung nur leichte Zwischenstützgerüste und diese nur für kurze Zeit braucht.

Der Frage der Prüfung und Unterhaltung der eisernen Brücken scheint man, was sich aus dem baulichen Zustande einer Reihe von Brücken schließen ließ, nicht die Aufmerksamkeit zuzuwenden, die mit Rücksicht auf Sicherheit und Wirtschaftlichkeit zu fordern ist, wahrscheinlich eine Folge des meist privatwirtschaftlichen Betriebes der dortigen Bahnen.

Bei der anerkannt guten Ausbildung der französischen Ingenieure in den grundlegenden theoretischen Fächern befremdet es, daß ihre Erzeugnisse auf dem Gebiete des Brückenbaues in vielen Fällen unsern Anforderungen an moderne und wirtschaftliche Bauweise — bei manchen Bauwerken kann man geradezu von Materialverschwendung reden (Abb. 5) — nicht genügen; jedenfalls ist festzustellen, daß ihre Leistungen und die der belgischen Ingenieure auf diesem Gebiete in konstruktiver Beziehung im allgemeinen hinter denen unserer Ingenieure zurückstehen.

ÜBERDECKUNG QUADRATISCHER UND RECHTECKIGER RÄUME.

Von Dr.-Ing. Ernst Wiesner, Breslau.

(Schluß von Seite 122.)

2. Beispiel. Nebenstehender Raum ist in 4 Feldern überspannt, der Unterzug gestützt. Deckenbalken 1 hat starre Auflager, für ihn gelten die Sätze über den durchlaufenden Träger ohne Stützensenkung. Balken 2 und 3 hat eine federnde Mittelstütze, an der der unbekannte Auflagerdruck X entsteht. Die Ermittlung geschieht in gleicher Weise wie Beispiel 1, 3 Belastungsfälle sind wieder anzuführen:

a) totale Belastung von Balken 1 u. 3,
b) halbseitige Belastung von Balken 1 u. 3,
c) halbseitige Belastung von Balken 1.

Die Grundgleichung (1) $\delta_1 = \delta_1' + \delta_2$ lautet bei Fall a

$$\delta_1 = \frac{5}{384} \cdot \frac{q L^4}{E J_1},$$

$$\delta_1' = X \frac{L^3}{48 E J_1}$$

δ_2 ist hier die Durchbiegung eines durchlaufenden Trägers bei symmetrischen Einzellasten infolge X,

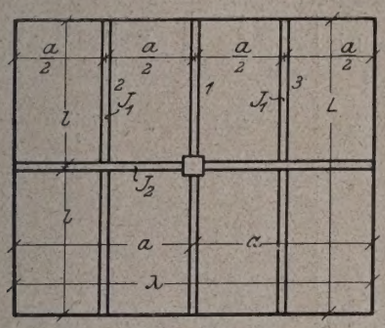


Abb. 5.

Δ_{uv} = Durchbiegung des frei aufliegenden Trägers am Orte v infolge P = 1 t in u (Abb. 6):

$$\Delta_{21} + \Delta_{31} = 1 \cdot \frac{11}{48} \cdot \frac{a^3}{E J_2},$$

$$\Delta_{12} = 1 \cdot \frac{11}{96} \cdot \frac{a^3}{E J_2},$$

$$\Delta_{11} = 1 \cdot \frac{\lambda^3}{48 E J_2},$$

für $\lambda = 2a$: $\Delta_{11} = \frac{a^3}{6 E J_2}$

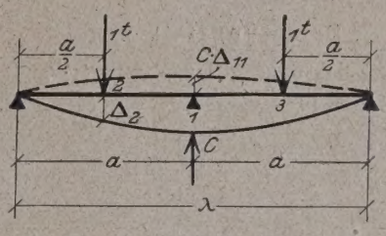


Abb. 6.

Stützdruck C infolge P = 1 t in 1 und 3:

$$C \Delta_{11} - (\Delta_{21} + \Delta_{31}) = 0,$$

$$C = \frac{\Delta_{21} + \Delta_{31}}{\Delta_{11}},$$

$$\Delta_{32} + \Delta_{22} = 1 \cdot \frac{\frac{a^2}{4}\left(3\lambda - 4\frac{a}{2}\right)}{6 E J_2},$$

für $\lambda = 2a$: $\Delta_{32} + \Delta_{22} = \frac{a^3}{6 E J_2}$,

daher Durchbiegung am Lastorte 2:

$$E J_2 \Delta_2 = (\Delta_{32} + \Delta_{22}) - \frac{(\Delta_{21} + \Delta_{31})\Delta_{12}}{\Delta_{11}},$$

daher $$E J_2 \Delta_2 = \frac{a^3}{6} - \frac{\frac{11}{48} \cdot \frac{11}{96} a^6}{\frac{a^3}{6}} = 0{,}0091\, a^3.$$

Die Grundgleichung (1) geht über in:

$$\frac{5}{384} \cdot \frac{q L^4}{E J_1} = X \frac{L^3}{48 E J_1} + X \frac{0{,}0091\, a^3}{E J_2}$$

$$\frac{5}{8} q L = X \left[1 + 0{,}442 \left(\frac{a}{L}\right)^3 \frac{J_1}{J_2}\right]$$

für $L = 2l$, $\lambda = 2a$:

$$\left(\frac{a}{L}\right)^3 = \left(\frac{\lambda}{2L}\right)^3 = \frac{1}{8}\left(\frac{\lambda}{L}\right)^3$$

$$X = \frac{\frac{5}{4} q l}{1 + 0{,}055 \left(\frac{\lambda}{L}\right)^3 \frac{J_1}{J_2}} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad (6$$

Tabelle VIII für X, A und M, Belastungsfall a.

$\frac{J_1}{J_2} = \alpha$	X	q l	A	q l	$\mathfrak{M}$	q l²	M	q l²	Anmerkung
$\frac{1}{1} = 1$	1,19	„	0,405	„	0,082	„	−0,095	„	Ist X bekannt, so sind die Feldmomente des Unterzuges leicht zu ermitteln.
$\frac{1}{2} = 0{,}50$	1,21	„	0,395	„	0,076	„	−0,110	„	
$\frac{1}{3} = 0{,}33$	1,22	„	0,390	„	0,074	„	−0,115	„	
$\frac{1}{4} = 0{,}25$	1,23	„	0,385	„	0,072	„	−0,120	„	
$\frac{1}{5} = 0{,}20$	1,23	„	0,385	„	0,072	„	−0,120	„	
$\frac{1}{6} = 0{,}167$	1,24	„	0,380	„	0,071	„	−0,120	„	
$\frac{1}{\infty} = 0$	1,25	„	0,375	„	0,070	„	−0,125	„	

A. Für quadratische Räume.

$$X = \frac{\frac{5}{4} q l}{1 + 0{,}055 \cdot \frac{J_1}{J_2}} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots (7$$

Belastungsfall b.

In der Grundgleichung (1) ändert sich nur δ_1:

$$\delta_1 = \frac{1}{2}\left(\frac{5}{384} \cdot \frac{p L^4}{E J_1}\right), \qquad \text{daher} \qquad X_p = \frac{\frac{5}{8} p l}{1 + 0{,}055 \cdot \frac{J_1}{J_2}}$$

Tabelle IX für Belastungsfall b.

$\frac{J_1}{J_2} = \alpha$	X	p l	A	p l	$\mathfrak{M}_{max}$	p l²	B_{min}	p l	$\mathfrak{M}_{min}^{\frac{1}{2}}$	p l²	Anmerkung
$\frac{1}{1} = 1$	0,592	„	0,454	„	0,102	„	−0,046	„	−0,023	„	Belastungsfall b gibt die absolut größten Werte von M_{min}.
$\frac{1}{2} = 0{,}50$	0,602	„	0,449	„	0,100	„	−0,051	„	−0,025	„	
$\frac{1}{3} = 0{,}33$	0,615	„	0,443	„	0,097	„	−0,057	„	−0,028	„	
$\frac{1}{4} = 0{,}25$	0,620	„	0,440	„	0,096	„	−0,060	„	−0,030	„	
$\frac{1}{5} = 0{,}20$	0,622	„	0,439	„	0,096	„	−0,061	„	−0,030	„	
$\frac{1}{6} = 0{,}167$	0,623	„	0,439	„	0,095	„	−0,062	„	−0,030	„	
$\frac{1}{\infty} = 0$	0,625	„	0,438	„	0,095	„	−0,062	„	−0,031	„	

Belastungsfall c.

Von der Grundgleichung (1) ändert gegenüber Belastungsfall b nur δ_2, die Durchbiegung am Lastorte eines durchlaufenden Trägers über 2 Felder, ihfolge X_p in $\frac{a}{2}$.

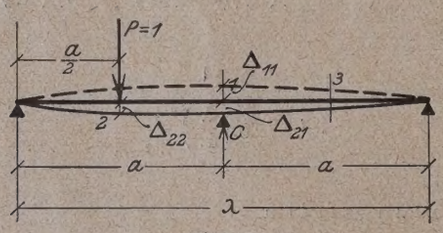


Abb. 7.

Nach Abb. 7:

δ_1, δ_1', Δ_{12} und Δ_{11} wie Fall a,

$$\Delta_{12} = \Delta_{21} = 1 \cdot \frac{11}{96} \cdot \frac{a^3}{E J_2}$$

$$\Delta_{22} = 1 \cdot \frac{\left(\frac{a}{2}\right)^2 \left(2a - \frac{a}{2}\right)^2}{3 E J_2 \cdot 2a} = \frac{3}{32} \cdot \frac{a^3}{E J_2}$$

$$C \Delta_{11} - \Delta_{21} \cdot 1 = 0,$$

daraus $$C = \frac{\Delta_{21}}{\Delta_{11}}$$

Durchbiegung am Lastorte: Δ_2,

$$E J_2 \Delta_2 = \Delta_{22} - C \Delta_{12} = \Delta_{22} - \frac{\Delta_{21} \Delta_{12}}{\Delta_{11}} = \Delta_{22} - \frac{\Delta_{21}^2}{\Delta_{11}}$$

$$= \frac{3}{32} a^3 - \frac{\left(\frac{11}{96} a^3\right)^2}{\frac{a^3}{6}} = \frac{3}{32} a^3 \left(1 - \frac{242}{288}\right) = 0{,}015\, a^3$$

Gleichung (1) geht über in:

$$\frac{1}{2} \cdot \frac{5}{384} \cdot \frac{p L^4}{E J_1} = X_p \frac{1}{48} \cdot \frac{L^3}{E J_1} + X_p \cdot 0015\, a^3$$

$$\frac{1}{2} \cdot \frac{5}{8} p L = X_p (1 + 0{,}720\, a^3),$$

für $L = 2l$, $\left(\frac{a}{L}\right)^3 = \frac{1}{8}\left(\frac{\lambda}{L}\right)^3$

$$X_p = \frac{\frac{5}{8} p l}{1 + 0{,}09 \left(\frac{\lambda}{L}\right)^3 \frac{J_1}{J_2}} \quad \ldots\ldots\ldots (8$$

Tabelle X für $M_{max\,max}$, Belastungsfall c.

$\frac{J_1}{J_2} = \alpha$	X_p	p l	A	p l	$\mathfrak{M}_{max}$	p l²	Anmerkung
$\frac{1}{1} = 1$	0,570	„	0,465	„	$0{,}107 = \frac{1}{9{,}3}$	„	
$\frac{1}{2} = 0{,}5$	0,595	„	0,453	„	$0{,}102 = \frac{1}{9{,}7}$	„	
$\frac{1}{3} = 0{,}33$	0,610	„	0,445	„	$0{,}099 = \frac{1}{10}$	„	
$\frac{1}{4} = 0{,}25$	0,610	„	0,444	„	$0{,}097 = \frac{1}{10{,}4}$	„	
$\frac{1}{5} = 0{,}20$	0,615	„	0,443	„	$0{,}096 = \frac{1}{10{,}4}$	„	
$\frac{1}{6} = 0{,}167$	0,617	„	0,442	„	$0{,}096 = \frac{1}{10{,}4}$	„	
$\frac{1}{\infty} = 0$	0,625	„	0,438	„	$0{,}096 = \frac{1}{10{,}5}$	„	

für quadratische Räume $\frac{\lambda}{L} = 1$:

$$X_p = \frac{\frac{5}{8} p l}{1 + 0{,}09 \cdot \frac{J_1}{J_2}} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots (9$$

Die Zusammenfassung der Tabellen VIII, IX und X ergibt Tabelle XI der absoluten Größtwerte beim Zusammenwirken von Eigengewicht und Nutzlast.

Tabelle XI, Belastungsfälle a—c.

$\frac{J_1}{J_2} = \alpha$	X	q l	A				B_{min}				$\mathfrak{M}_{max}$				$\mathfrak{M}_{min}$				M_{max}	g l²
			a	g l	b	p l	c	g l	d	p l	e	g l²	f	p l²	i	g l²	m	p l²		
$\frac{1}{1} = 1$	1,19	„	0,405	„	0,465	„	0,405	„	— 0,046	„	0,082	„	0,107	„	0,082	„	— 0,023	„	— 0,095	„
$\frac{1}{2} = 0{,}5$	1,22	„	0,395	„	0,453	„	0,395	„	— 0,051	„	0,076	„	0,102	„	0,076	„	— 0,025	„	— 0,110	„
$\frac{1}{3} = 0{,}33$	1,23	„	0,390	„	0,445	„	0,390	„	— 0,057	„	0,074	„	0,099	„	0,074	„	— 0,028	„	— 0,115	„
$\frac{1}{4} = 0{,}25$	1,23	„	0,385	„	0,444	„	0,385	„	— 0,060	„	0,072	„	0,097	„	0,072	„	— 0,030	„	— 0,120	„
$\frac{1}{5} = 0{,}20$	1,24	„	0,385	„	0,443	„	0,385	„	— 0,061	„	0,072	„	0,096	„	0,072	„	— 0,030	„	— 0,120	„
$\frac{1}{6} = 0{,}167$	1,24	„	0,380	„	0,442	„	0,380	„	— 0,062	„	0,071	„	0,096	„	0,071	„	— 0,031	„	— 0,122	„
$\frac{1}{\infty} = 0$	1,25	„	0,375	„	0,438	„	0,375	„	— 0,062	„	0,070	„	0,096	„	0,070	„	— 0,031	„	— 0,125	„

B. Für rechteckige Räume.

Die folgenden Tabellen enthalten die Änderung der Größen X, $\mathfrak{M}$ und M bei wachsendem Verhältnisse $\beta = \frac{\lambda}{L}$. X erhält man aus den Gleichungen (6) und (8) wieder durch Einsetzen von $\frac{\lambda}{L} = \beta = 1{,}1$ bis 1,5. $\beta > 1{,}5$ fällt außer Betracht, da dann der Unterzug mehrfach gestützt wird.

Aus dem Gesagten geht hervor, daß bei einer Überdeckung von rechteckigen Räumen eine Behandlung der Deckenbalken als durchlaufende Träger ohne Stützensenkung nur dann erlaubt ist, wenn das Verhältnis der Trägheitsmomente $\alpha = \frac{J_1}{J_2} \geq \frac{1}{6}$. Der Fehler ist sonst um so größer, je größer α und β ist, und bei gleichen Verhältnissen wieder am größten beim freitragenden Unterzuge gegenüber dem gestützten.

Der Stützdruck X_{max} entsteht bei totaler Belastung aller Felder. X wächst mit abnehmendem α und mit zunehmender Felderzahl des Unterzuges, aber nimmt mit steigendem $\beta = \frac{\lambda}{L}$ ab. X ist bei den gewöhnlich vorkommenden Fällen d. i. $\alpha > 1/3$ größer als 1,00 q l. Die vielfach der Einfachheit halber angewendete Methode, infolge der nachgiebigen Stütze die Einzellasten von den Deckenbalken mit P = q l anzu-

Tabelle XII für X, Belastungsfall a.

$\beta = \frac{\lambda}{L} = \frac{J_1}{J_2} = \alpha$	1,1	q l	1,2	q l	1,3	q l	1,4	q l	1,5	q l	Anmerkung
$\frac{1}{1} = 1$	1,165	„	1,140	„	1,12	„	1,09	„	1,055	„	
$\frac{1}{2} = 0{,}50$	1,210	„	1,20	„	1,18	„	1,16	„	1,140	„	
$\frac{1}{3} = 0{,}33$	1,220	„	1,22	„	1,20	„	1,19	„	1,180	„	
$\frac{1}{4} = 0{,}25$	1,230	„	1,23	„	1,21	„	1,20	„	1,200	„	
$\frac{1}{5} = 0{,}20$	1,235	„	1,23	„	1,22	„	1,21	„	1,210	„	
$\frac{1}{6} = 0{,}167$	1,240	„	1,24	„	1,23	„	1,22	„	1,220	„	
$\frac{1}{\infty} = 0$	1,250	„	1,25	„	1,25	„	1,25	„	1,250	„	

nehmen, ergibt also zu kleine Momente für den Unterzug. Der Fehler beträgt bis 20 vH. Es wäre nur einigermaßen berechtigt für $\alpha > 1/3$, $\beta < 1{,}5$. Man muß dabei eine gewisse Folgerichtigkeit einhalten. Es geht nicht an, $X = 1{,}0\ q\ l$ anzunehmen, wenn man vorher das Feldmoment des Deckenbalkens über 2 Felder durchlaufend (ohne Stützensenkung) gerechnet hat.

Das größte Feldmoment entsteht bei halbseitiger Belastung eines Deckenbalkens. Es bewegt sich zwischen $\frac{1}{6{,}5}$ bis $\frac{1}{10{,}5}\ q\ l^2$ und ist um so größer, je größer α und β ist, dagegen ist es desto kleiner, je größer die Felderanzahl des Unterzuges ist. Bei den gewöhnlich vorkommenden Fällen $\alpha > 1/4$ beträgt der Unterschied 0 bis 25 vH. Dieser Unterschied ist um so größer, je größer α, je weniger Felder der Unterzug besitzt, je größer β ist. Die Größe des Feldmomentes steht im umgekehrten Verhältnis zum Stützmoment. Das kleinste Feldmoment entsteht bei Belastungsfall b. Es wären also zur Berechnung von X, $\mathfrak{M}_{max}$, $\mathfrak{M}_{min}$ und M 3 Belastungsfälle in Betracht zu ziehen. Doch ist $\mathfrak{M}_{min}$ beim Belastungsfall b vom Fall c sehr wenig unterschieden, so daß 2 Belastungsfälle genügen.

Das größte Stützmoment entsteht bei totaler Belastung aller Felder. Es ist immer kleiner als $1{,}25\ q\ l^2$. Bis $\alpha \geq 1/4$ wird eine Voutenausbildung kaum nötig sein. Bei den gebräuchlichen Fällen $\alpha \leq 1/3$ tritt kein positives Stützmoment auf. Es wird bei wachsendem α und β kleiner.

Die Fälle $\alpha > 1/4$ kommen in der Praxis äußerst selten vor und sind mehr der Vollständigkeit halber angeführt.

Tabelle XIII für $\mathfrak{M}_{max}$, Belastungsfall c.

$\beta = \frac{\lambda}{L} =$ / $\frac{J_1}{J_2} = \alpha$	1,1				1,2				1,3				1,4				1,5				Anmerkung
	a	$g\,l^2$	b	$p\,l^2$	a	$g\,l^2$	b	$p\,l^2$	a	$g\,l^2$	b	$p\,l^2$	a	$g\,l^2$	b	$p\,l^2$	a	$g\,l^2$	b	$p\,l^2$	
$\frac{1}{1} = 1$	0,087	„	0,105	„	0,092	„	0,107	„	0,097	„	0,110	„	0,105	„	0,114	„	0,112	„	0,119	„	$M_{max} = (a\,g + b\,p)\,l^2$
$\frac{1}{2} = 0{,}5$	0,078	„	0,105	„	0,081	„	0,100	„	0,084	„	0,104	„	0,090	„	0,106	„	0,093	„	0,108	„	
$\frac{1}{3} = 0{,}33$	0,076	„	0,102	„	0,078	„	0,102	„	0,080	„	0,102	„	0,082	„	0,102	„	0,085	„	0,104	„	
$\frac{1}{4} = 0{,}25$	0,074	„	0,099	„	0,076	„	0,099	„	0,078	„	0,100	„	0,079	„	0,100	„	0,080	„	0,102	„	
$\frac{1}{5} = 0{,}20$	0,073	„	0,098	„	0,074	„	0,098	„	0,076	„	0,099	„	0,077	„	0,099	„	0,078	„	0,100	„	
$\frac{1}{6} = 0{,}117$	0,072	„	0,097	„	0,073	„	0,097	„	0,074	„	0,098	„	0,075	„	0,098	„	0,076	„	0,098	„	
$\frac{1}{\infty} = 0$	0,070	„	0,096	„	0,070	„	0,096	„	0,070	„	0,096	„	0,070	„	0,096	„	0,070	„	0,096	„	

Tabelle XIV für M_{max}, Belastungsfall a.

$\beta = \frac{\lambda}{L} =$ / $\frac{J_1}{J_2} = \alpha$	1,1	$q\,l^2$	1,2	$q\,l^2$	1,3	$q\,l^2$	1,4	$q\,l^2$	1,5	$q\,l^2$	Anmerkung
$\frac{1}{1} = 1$	— 0,083	„	— 0,070	„	— 0,061	„	— 0,045	„	— 0,028	„	
$\frac{1}{2} = 0{,}5$	— 0,105	„	— 0,102	„	— 0,090	„	— 0,080	„	— 0,070	„	
$\frac{1}{3} = 0{,}33$	— 0,110	„	— 0,110	„	— 0,102	„	— 0,096	„	— 0,090	„	
$\frac{1}{4} = 0{,}25$	— 0,115	„	— 0,115	„	— 0,105	„	— 0,102	„	— 0,102	„	
$\frac{1}{5} = 0{,}20$	— 0,114	„	— 0,117	„	— 0,110	„	— 0,105	„	— 0,105	„	
$\frac{1}{6} = 0{,}167$	— 0,120	„	— 0,120	„	— 0,115	„	— 0,110	„	— 0,110	„	
$\frac{1}{\infty} = 0$	— 0,125	„	— 0,125	„	— 0,125	„	— 0,125	„	— 0,125	„	

BEITRAG ZUR PRÜFUNG DER WIDERSTANDSFÄHIGKEIT MASSIVER BODENBELAGSSTOFFE.

Die Widerstandsfähigkeit sog. massiver Bodenbelagsstoffe gegen mechanische Abnützung, Bruch, Wasseraufnahme, Frost und Einwirkung von Säuren ist sowohl für ihre Verwendungsmöglichkeiten wie für ihre Wirtschaftlichkeit im Zusammenhang mit der Dauerhaftigkeit von erheblichem Allgemeininteresse. Die Verwendungsbereiche stark beanspruchter massiver Bodenbelagsstoffe erstrecken sich allerdings nicht nur auf öffentliche, sondern in recht erheblichem Maße auch auf industrielle und gewerbliche, wohl auch private Räume. Bei Bürgersteigen, Bahnhöfen, Kasernen u. a. Anlagen werden in gleichem Umfang steinige plattenartige Körper verwendet, wie in Kessel-, Maschinen- und Akkumulatorenräumen, Schlachthäusern, Molkereien u. a. mehr.

Die Anforderungen, welche man an diese Belagsstoffe stellt, umfassen im wesentlichen hohe Widerstandsfähigkeit gegen mechanische Abnützung und Beschädigungen. In vielen Fällen sollen sie nicht nur sicheres Begehen, sondern auch Befahren mit Handwagen, Rollkarren usw. gestatten, ohne dabei zu Bruch zu gehen. Ihre Abnützung soll gering sein. Sie sollen frost- und bis zu einem gewissen Grade auch säurebeständig sein, und im Zusammenhang damit soll ihre Wasseraufnahmefähigkeit möglichst gering sein. Dazu kommen noch ab und zu Forderungen hinsichtlich der ästhetischen Wirkung, der leichten Reinigungsmöglichkeit, geringen Staubbildung und des guten Aussehens. In technischer Beziehung mag noch die Forderung nach einfacher Verlegearbeit und leichter Auswechselbarkeit schadhafter Stücke hinzukommen. Zusammengefaßt ergibt sich, daß diejenigen Belagstoffe, welche die Mehrzahl dieser Anforderungen in sich vereinigen, die größte Anwartschaft auf lange Lebensdauer und Benutzungsmöglichkeit und damit auch auf die größte Wirtschaftlichkeit haben.

Massive Bodenbelagsstoffe dieser Art gibt es sowohl unter den natürlichen Gesteinsarten wie unter den künstlichen steinartigen Körpern. Unter den Naturgesteinen stehen an erster Stelle die sogenannten Hartgesteine (Granit, Porphyr, Syenit, Diabas u. a.), während man unter den künstlichen Plattenkörpern zwischen den auf kaltem Wege hergestellten und den gebrannten (keramischen) Platten unterscheidet. Bei den letzteren gibt es dann die Klasse der ungesinterten (Tonplatten) und der gesinterten (Steinzeug- oder Sinterplatten, Klinker), je nachdem der Plattenkörper auf nassem oder trockenem Wege hergestellt wird. Von den auf kaltem Wege hergestellten Platten sind am bekanntesten die unter Zuhilfenahme von Zement, Sand und anderen Mischmaterialien hergestellten Zement- und Terrazzoplatten sowie die unter Vermeidung von Zement und unter Verwendung anderer Bindemittel (Tonerde, Ätzkalk) hergestellten Quarzitoid- u. a. Platten, die man ihrer Mischgesteine wegen auch kurzweg Hartgesteinplatten nennt.

Während nun die Naturgesteinsplatten außer der handwerksmäßigen Bearbeitung durch den Steinhauer keine weitere Behandlung erfahren, die auf ihre Eignung zu Belagsstoffen von Einfluß wären, und so verwendet werden, wie sie der Steinbruch liefert, sind die auf künstlichem Wege hergestellten Plattenbelagsstoffe während ihres Herstellungsganges den verschiedensten Einwirkungen ausgesetzt, die letzten Endes aus den zur Verwendung gelangenden Rohstoffen Erzeugnisse erstehen lassen, die sich von den Rohstoffen selbst sehr wesentlich unterscheiden. Ja sogar innerhalb der Erzeugnisse selbst finden sich in bezug auf Güte, Form und Aussehen oft recht erhebliche Unterschiede. Dies ist namentlich bei den keramischen Platten der Fall, die sich infolge der Einwirkung der hohen Wärmegrade in den Brennöfen geltend machen, während die auf kaltem Wege hergestellten Platten in Form, Farbe, gleichmäßiger herzustellen sind.

Allen künstlichen Plattenkörpern ist neben der Vorbereitung des Mischmateriales (Aufbereitung des Tones oder Gesteines in Kollergängen, Steinbrechern, Kugelmühlen, Mischtrommeln, Tonschneidern usw.) die Pressung in Plattenform unter hohem Druck in Friktions-, Spindel-, Kniehebel- oder hydraulischen Pressen gemeinsam. Unterschiede bestehen jedoch bei den naßgeformten und unter geringerem Druck nachgepreßten ungesinterten Fußbodenplatten, den sogen. Tonplatten, und den aus pulverförmigem Rohmaterial unter sehr hohem hydraulischen Druck gepreßten sogen. Steinzeug- oder Sinterplatten. Während aber die auf kaltem Wege zu erzeugenden Platten entweder — entsprechend den verarbeiteten Rohstoffen — einen natürlichen Abbinde- und Erhärtungsprozeß oder einen künstlichen Härtungsprozeß unter Dampfdruck durchmachen und alsbald nach der Erhärtung verwendungsbereit sind, müssen die keramischen Platten nach einem langwierigen Trockenprozeß einem komplizierten Brennverfahren unterworfen werden, das sich nur bei den gewöhnlichen Klinkern und den Tonplatten etwas einfacher gestaltet.

Aus dieser grundverschiedenen Herstellungsweise ergeben sich Erzeugnisse von ganz verschiedenem Aussehen, Gefüge, Verhalten gegen Abnützung, Bruch, Wasseraufnahmefähigkeit usw. Das Verhalten dieser Stoffe gegen die eingangs erwähnten Anforderungen kann nun im wesentlichen entweder nur durch langjährige praktische Benützung ermittelt werden oder aber durch systematische Untersuchungen in Materialprüfungsanstalten. Das letztere Verfahren kürzt nicht nur die Probezeit bis auf wenige Tage oder Wochen ab und gibt so dem Erzeuger sowohl wie dem Verbraucher die Mittel zur frühzeitigen Beurteilung der Stoffe an die Hand. Es läßt auch, nach einheitlichen Regeln durchgeführt, die Möglichkeit des Vergleiches der verschiedenen Materialien zu, die demselben Zwecke dienen sollen.

So wurde eine Anzahl dieser Stoffe auf der Bauschingerschen Schleifmaschine auf Abnützung in der Weise untersucht, daß eine 50 qcm große Schleiffläche des Probekörpers unter einer Belastung von 30 kg dem Angriff einer rotierenden Schleifscheibe unterworfen wurden, wobei nach je 110 Umdrehungen eine Messung vorgenommen wurde. Das Ergebnis war folgendes:

Nr.	Bezeichnung	Farbe der Platte	Raum- od. Spez. Gew.	Gewichtsverlust				Abnützung	
				110	220	330	440	gr.	ccm
	Ungesinterte Tonplatte								
1	A. . .	gelbbr.	2,318	7,45	7,1	7,0	7,4	29,0	12,5
2	B. . .	braun	2,392	7,6	8,2	8,0	8,25	32,05	13,4
3	C. . .	gelb	2,189	10,05	10,2	10,07	9,95	40,9	18,7
	Gesinterte Platte								
5	A. . .	gelb	2,523	1,34	1,35	1,29	1,09	5,07	2,01
6	B. . .	weiß	2,480	1,58	1,51	1,49	1,53	6,11	2,46
7	Quarzitoidplatte .	gelblich	2,15	6,89	6,10	5,93	5,45	24,38	11,34
8	Granit . 1570 kg/qcm	—	2,734	1,76	1,68	1,61	1,59	7,00	2,56

Die neuerdings vielfach angewendete Methode der Feststellung der Abnützbarkeit durch Prüfung der Probekörper auf ihren Widerstand gegen den Sandstrahl ergibt natürlicherweise Ergebnisse, die von den vorstehenden abweichen. Die dem unter Dampfdruck von 3 at getriebenen Sandstrahlgebläse ausgesetzte Fläche, die sich langsam 2 Min. lang unter dem Strahl dreht, hat einen Durchmesser von 6 cm (28 qcm) (Mitteil. des K. Materialprüfungsamtes der Techn. Hochschule Berlin 1904, S. 103). Es ergab sich bei folgenden untersuchten Körpern:

Verlust unter dem Sandstrahlgebläse.

Nr.	Bezeichnung	Farbe der Platte	Raum- od. Spez. Gew.	Verlust im Mittel		
				gr.	ccm	auf je 1 qcm ccm
	Gesinterte Platte					
1	A. . .	hellgrau	2,384	6,5	2,7	0,10
2	B. . .	grauweiß	2,338	5,5	1,9	0,07
3	C. . .	,,	2,564	3,9	1,6	0,06
4	Quarzitoid-platte	hellgelb	1,953	16,8	8,6	0,31

Zum Vergleich seien einige von Prof. Gary auf ihre Abnützbarkeit untersuchte Naturgesteine (Zentralblatt der Bauverwaltg. 1890, S. 54, 1891, S. 315) angeführt:

Nr.	Art der Gesteine	Druckfestigkeit im Mittel kg/qcm	Abnützung im Mittel ccm
1	Porphyr	2120	6,7
2	Augit	3111	6,8
4	Granit	1834	8,3
5	Grauwacke	1857	9,7

Die Ergebnisse dieser Untersuchungen lassen die Tatsache erkennen, daß ein künstlich hergestelltes steinartiges Erzeugnis, die Sinter- oder Steinzeugplatte, sowohl den Naturgesteinen wie auch den künstlich hergestellten Hartgesteinsplatten und den keramischen Schwestererzeugnissen, welche zu denselben Gebrauchszwecken angefertigt werden, zum Teil ganz bedeutend überlegen ist, soweit die Abnutzbarkeit in Frage kommt. Die hier untersuchten Sinterplatten weisen bei den Schleifversuchen etwa die 5- bis 9-fach größere Widerstandsfähigkeit gegenüber den ungesinterten Platten, die 5,6-fache gegenüber den Quarzitoidplatten und die 3- bis 4-fache gegenüber den von Prof. Gary untersuchten Naturgesteinen auf. Auch unter dem Sandstrahl zeigten diese Platten eine 2,6- bis 5-fach größere Widerstandsfähigkeit wie die Quarzitoidplatte auf.

Nächst der mechanischen Abnützung der unmittelbar angegriffenen Oberfläche der Bodenbelagskörper spielt eine wesentliche Rolle die Bruch- und Biegefestigkeit der Belagskörper. Die Gefahr der Zertrümmerung derselben beim Befahren oder Hantieren mit schweren und namentlich harten Gegenständen ist um so größer, je weniger widerstandsfähig die Unterlage der Plattenkörper ist und je mangelhafter sie eingebracht ist. Diese Gefahr ist am größten, wenn die Platten ganz oder teilweise hohl liegen statt unterstopft zu sein. Sogar die Unterkonstruktion ist hier von Einfluß. Werden großformatige Platten, wie vielfach üblich, nur in Sand oder mageren Kalkmörtel ohne massiven Betonuntergrund eingebettet, so ist die Möglichkeit der Zertrümmerung ungleich größer, selbst bei erheblicher Plattenstärke, als wenn eine an sich dünne Platte auf festem Betongrund völlig satt in gutem Portlandzementmörtel verlegt wird. Dieser verbindet sich mit dem Beton und dem Plattenkörper zu einem steinigen Ganzen, wenn die Erhärtung und Verbindung ohne Störung vor sich gehen kann. Es sind schon sehr heftige mechanische Einwirkungen nötig, um derart verlegte Platten zu zerstören.

Die Untersuchungen der Materialprüfungsanstalten können den technischen Verschiedenheiten der Verarbeitung der Belagsstoffe selbstverständlich nicht Rechnung tragen. Eine Vergleichsgrundlage wird indessen dadurch geschaffen, daß man bei Untersuchungen auf Stoßfestigkeit die Probekörper in einen mit Sand gefüllten Kasten einbettet, während bei den Untersuchungen auf Biegefestigkeit die Proben an den Enden auf Stahlschneiden gelagert und in der freien Mitte dem Druck durch einen Stahlstempel ausgesetzt werden. Die Untersuchung einer Reihe von Plattenkörpern auf Biegefestigkeit ergab folgende Ergebnisse, wobei zu berücksichtigen ist, daß sowohl die Stützenentfernung wie die Plattenstärke verschieden sind, und daher ein Vergleich aus den ermittelten Zahlenwerten sich nicht ohne weiteres ergibt. Indessen zeigt sich auch hier eine wesentliche Überlegenheit der Platten mit dichter Bruchfläche gegenüber denen mit undichtem Gefüge. Sie ist etwa zwei- bis dreimal so groß.

Untersuchung auf Biegefestigkeit lufttrockener Platten.

Nr.	Bezeichnung	Größe mm	Farbe	Stützweite cm	Belastung im Mittel kg	Bruch bei $\sigma = \frac{Pl}{4W}$
	Ungesinterte Tonplatte					
1	A. . . .	160.160.20	braun	15	402,2	142
2	B. . . .	160.160.21	gelb	15	531,9	158,3
3	C. . . .	160.160.20	gelb	15	552	194
	gesinterte Platte.					
4	A. . . .	167.167.14	gelb	14	642	412
5	B. . . .	170.170.15	weiß	14	526	289
6	C. . . .	149.149.15	weiß	13	727	423
7	D. . . .	165.165.16,5	weiß	15	822	412

Bemerkenswert ist, daß die Härte mit der Abnützbarkeit und der Biegefestigkeit in keinem ursächlichen Zusammenhang zu stehen scheint. So sind ungesinterte Tonplatten zur Untersuchung gelangt, deren Härte an der Oberfläche dieselbe war wie die gesinterter Platten, nämlich 8 bis 9 der Mohsschen Skala, ja in vereinzelten Fällen sich sogar überlegen zeigten. Trotzdem ist die Abnützbarkeit eine wesentlich größere und die Biegefestigkeit eine geringere, als bei den gesinterten Platten. Auch die Mehrzahl der untersuchten Naturgesteine haben geringere Härte und dennoch größere Widerstandsfähigkeit gegen Abnützung aufzuweisen.

Die Wasseraufnahmefähigkeit von massiven Baustoffen spielt bei verschiedenen Gelegenheiten eine mehr oder weniger große Rolle. Bei Bodenbelagsstoffen tritt sie in unmittelbare Erscheinung einmal in Räumen, in denen viel mit Wasser gearbeitet wird, ferner dort, wo die Beläge niedrigen Temperaturen unter gleichzeitiger Einwirkung von Feuchtigkeit ausgesetzt sind. Wenn auch in den allermeisten Fällen eindringendes Wasser einen zerstörenden Einfluß auf den Plattenkörper nicht auszuüben vermag, so besteht doch bei stark durchlässigen Körpern die Möglichkeit der allmählichen Durchfeuchtung der Unterkonstruktionen und der Herbeiführung von Bauschäden. Die Wasseraufnahmefähigkeit im unmittelbaren Zusammenhang mit der Porosität bzw. dem Dichtigkeitsgrade ist nun bei den gesinterten, d. h. dichten Platten sehr viel geringer als bei den ungesinterten Platten und wohl auch bei den meisten Hartgesteinsplatten. Die Untersuchung in dieser Richtung wird in der Regel durch Lagerung der Probekörper in Wasser und durch gewichtsmäßige Feststellung der Wasseraufnahme durchgeführt. Das Ergebnis einer solchen Untersuchung war folgendes:

Nr.	Bezeichnung	Farbe	Wasseraufnahme in Gew. Prozent nach			
			12	24	126	192
	Ungesinterte Tonplatte.					
1	A. . . .	braun	4,0	—	4,3	—
2	B. . . .	gelb	4,3	—	4,8	—
3	C. . . .	gelb	3,97	—	4,14	—
	gesinterte Platte					
4	A. . . .	gelb	—	0,017	0,0235	0,0235
5	B. . . .	weiß	—	0,0142	0,0191	0,0191
6	C. . . .	weiß	—	0,02	0,02	—
7	D. . . .	weiß	—	0,05	0,05	—

Man sieht, daß sich die Wasseraufnahmefähigkeit von gesinterten und ungesinterten Platten wie 1:10 bis 1:25 verhält und von einer praktisch vorhandenen Durchlässigkeit der gesinterten Platten kaum die Rede sein kann. Es ist lediglich zu beachten, daß da, wo die reichliche Verwendung von Wasser die Wasserdichtigkeit des Bodens erfordert, neben der wasserdichten Fugenabdichtung die Unterkonstruktion selbst wasserdicht abgeschlossen werden muß.

Gering zu bewerten ist die Gefahr des Erfrierens in Anbetracht der an sich geringfügigen Porosität. Die in dieser Richtung angestellten Untersuchungen ergaben die Wetterbeständigkeit nicht nur der gesinterten, sondern auch der ungesinterten wie auch der Quarzitoidplatten. Dagegen ist die Säurebeständigkeit berufen, namentlich bei Belägen in gewerblichen Räumen (Molkereien, chemischen Fabriken, Laboratorien, Akkumulatorenräumen u. a.) eine nicht unwesentliche Rolle zu spielen. Es wurde denn auch eine ganze Reihe von geeigneten Plattenkörpern auf ihre Widerstandsfähigkeit gegen die Einwirkung von Säuren sowohl in zerkleinertem Zustand wie an Stücken untersucht. Das Verhalten der Proben sowohl gegen konzentrierte wie gegen verdünnte (10 bis 25%) Säuren (Salzsäure, Salpetersäure, Schwefelsäure) wurde festgestellt, und es zeigte sich nach 10- bis 14-tägiger Einwirkung, daß die Proben gesinterter Platten keinerlei Veränderung aufwiesen. Die zur Untersuchung gelangte Quarzitoidplatte hatte nach 24-stündigem Liegen in Schwefelsäure von 25% einen Verlust von 0,62%, die in Form von schwefelsauren Salzen in Lösung übergegangen waren. Ein Asphaltbelag wurde von derselben Säure nach kurzer Zeit zerstört. Bei einer Solnhofer Platte (Plattenkalk) bildete sich unter der Einwirkung der 25-proz. Schwefelsäure ein Überzug von Gips durch Zersetzung des kohlensauren Kalkes. Dieser Überzug schützte den Plattenkörper vor der weiteren Einwirkung der Säure. Indessen ist mit Sicherheit anzunehmen, daß in der Praxis die Platte sehr bald der Zerstörung anheimfallen würde, und es lassen sich hieraus Schlüsse auf das Verhalten von Plattenkörpern gegen Säuren ziehen, die unter Verwendung von Kalk- oder Marmorteilen hergestellt werden. —

Die Ergebnisse dieser Untersuchungen, deren Ergänzung und Ausdehnung auf andere Massivbelagsstoffe wünschenswert erscheint, lassen erkennen, daß es massive Bodenbelagsstoffe gibt, die den eingangs erwähnten Anforderungen in hohem Maße entsprechen. Sie bestätigen außerdem die Richtigkeit der praktischen Beurteilung, daß auf künstlichem Wege hergestellte Plattenkörper, insonderheit die gesinterten trockengepreßten Platten, den Naturgesteinsplatten mindestens ebenbürtig, ja sogar überlegen sein können. Sache der Praxis ist es, von Fall zu Fall über Verwendungsmöglichkeiten und Wahl der geeignetsten Stoffe zu entscheiden.

Emil Lauser, Reg.-Bmstr.

BERICHT ÜBER DIE 24. HAUPTVERSAMMLUNG DES DEUTSCHEN BETONVEREINS AM 9., 10. UND 11. MÄRZ 1921 IN BERLIN.

Die Tagung, zu der sich auch in diesem Jahre wieder eine sehr bedeutende Anzahl von Fachleuten aus den Kreisen der Industrie und der Wissenschaft eingefunden hatte, wurde am 9. März 9½ Uhr vormittags von dem Vorsitzenden, Herrn Dr.-Ing. e. h. Hüser, mit einer kurzen Begrüßung eröffnet, an die sich die Erledigung der Tagesordnung — Innere Angelegenheiten des Vereins, Jahresbericht des Vorstandes, wie er in dem schriftlichen, vorher versandten Bericht abgedruckt ist usw. — anschloß.

Die allgemeinen Vorträge nahmen in der Nachmittagssitzung ihren Anfang. Die vier an diesem Nachmittage gehaltenen Vorträge betrafen Fragen, die außer für die Mitglieder des Deutschen Betonvereins auch für die diesmal zum ersten Male als Gäste anwesenden Mitglieder des Bundes der Deutschen Zementwaren- und Kunststein-Industrie von hohem Interesse waren. Zunächst gab Herr Dr. Petry einen Bericht über die Tätigkeit des Röhren- und Betonwerkstein-Ausschusses, der die Ergebnisse der Rundfragen über die Beschädigung von Zementwaren auf der Eisenbahn und den Wert und die Brauchbarkeit verschiedener Bauweisen mitteilte.

Hieran schloß sich der Vortrag des Vorsitzenden des Röhren- und Betonwerkstein-Ausschusses, Herrn Hermann Arns (Vereinigte Steinwerke G. m. b. H.), Kupferdreh, über: „Vorsatzbeton und Steinputzmischungen für Betonwerkstein und Fassaden". Der Vortragende gab an Hand einer sehr großen Reihe schöner Lichtbilder in umfassender Weise einen Überblick über die vielseitigen Verwendungen des Betonwerksteins, des Vorsatzbetons und der Edelputze, und einen Rückblick über die fortschrittsreiche Entwicklung dieser Industrie in den letzten Jahrzehnten, die besonders große Erfolge bei der Errichtung neuzeitlicher Monumentalbauten zu verzeichnen hat. In seinen Mitteilungen über die Erzeugung der Betonwerksteine betonte der Vortragende, daß vor allem der Muschelkalk einen ausgezeichneten Zuschlagsstoff sowohl hinsichtlich der Festigkeit, als auch des Aussehens und der Färbung der Werksteine bildet. Er erwähnte ferner die Schwierigkeiten, die daraus entstehen, daß viele schöne bunte Natursteine kein geeignetes färbendes Steinmehl ergeben, sondern beim Mahlen in ein stumpffarbiges graues oder unrein weißes Pulver übergehen. (So z. B. der rote Sandstein und gemahlener farbiger Marmor.) Zur Rotfärbung eignet sich hingegen sehr gut gemahlener Porphyr. Als Verdienst der Firma Friesecke, Berlin, auf dem Gebiete der Werksteinerzeugung wurde die von ihr angewandte Entlüftung des Betongemisches durch Rüttelung gekennzeichnet. Für die Betonwerksteinindustrie sehr wesentliche Zahlenangaben, die der Vortragende in einer Tabelle vorführte, ließen erkennen, daß bei vielen Steinarten der Kunststein größere Festigkeiten aufweist als das durch ihn ersetzte Naturerzeugnis.

Auf die sogenannte Metallisation des Betons, die in den letzten Jahren, insbesondere von Holland aus, in der Fachwelt bekannt geworden ist, ist der Vortragende in seinen Ausführungen nicht eingegangen, doch wird dieser Frage wegen ihrer Wichtigkeit in Kürze in dieser Zeitschrift ein besonderer Aufsatz gewidmet werden.

Ein glänzendes Beispiel für die oben erwähnten vorzüglichen Eigenschaften des Muschelkalkbetons wurde in dem Vortrage „Die Verwendung von Muschelkalkbetonwerkstein beim Bau der Lutherkirche in Freiburg in Baden" durch Herrn Regierungsbaumeister Dr. Petry vorgeführt, in der vor allem die vorzügliche Geeignetheit dieses Baustoffes für Werke der Architektur zur Geltung kam.

Die Donnerstagssitzung wurde durch eine Ansprache des Vorsitzenden Herrn Dr.-Ing. e. h. Alfred Hüser eingeleitet, der des Ernstes der Stunde, die durch die Abreise der deutschen Delegation aus London gekennzeichnet war, gedachte, das Festbleiben der deutschen Vertreter gegenüber den unerfüllbaren Forderungen dankend anerkannte, und als Rheinländer das treue Festhalten der Rheinlande am Reiche auch durch die Zeiten der Besetzung und der Fremdherrschaft hindurch versicherte. Anschließend sprach Herr Langelott Herrn Dr. Hüser Dank und Anerkennung für seine nunmehr 10-jährige für den Deutschen Betonverein außerordentlich wertvolle Tätigkeit als Vorsitzender aus. Sodann teilte Herr Prof. Dr.-Ing. Ammann, Karlsruhe, mit, daß die Technische Hochschule Karlsruhe das Ehrenmitglied des D.B.V., Herrn Julius

Brenzinger, Freiburg, zum Dr.-Ing. ehrenhalber ernannt habe in Anerkennung seiner Verdienste um die Beton- und Eisenbetonbauweise und seiner Tätigkeit im Deutschen Beton-Verein. Der Tagesordnung entsprechend erstattete alsdann Herr Dr. Petry den Jahresbericht des Vorstandes (Allgemeiner Teil), in dem er sich auch hier auf den gedruckt vorliegenden Jahresbericht stützte. Es folgte dann ein weiterer Bericht des Herrn Dr. Petry über die Mitwirkung des D.B.V. im Deutschen Ausschuß für Eisenbeton. Da die Mitteilungen hierüber in dem gedruckten Jahresbericht ebenfalls vorliegen, erübrigt sich hier eine besondere Besprechung.

Der weiter folgende Bericht betraf die Tätigkeit des Ausschusses zur Einführung einer praktischen Tätigkeit für die Studierenden des Bauingenieurwesens. Die diesem Berichte zugrunde liegende Entschließung des Vorstandes des Deutschen Betonvereins vom 27. Januar 1921 ist im vorliegenden Hefte abgedruckt. Sie läßt erkennen, daß das im Deutschen Betonverein seit den 24 Jahren seines Bestehens lebendig gewesene Bestreben, zwischen Theorie und Praxis, zwischen Wissenschaft und Bauunternehmung die Brücke zu schlagen, wiederum eine wertvolle Frucht zu reifen im Begriffe ist. Von allen an der anschließenden Aussprache beteiligten Herren, insbesondere von Herrn Geheimrat Prof. Dr.-Ing. M. Foerster, Dresden, wurde dankbarst anerkannt, daß mit dieser aus eigenem Antrieb vom Betonverein übernommenen Fürsorge für die praktische Ausbildung und für die tatsächliche Unterbringung der Studierenden des Bauingenieurwesens vorbildlich vorgegangen sei, und daß nur gewünscht werden könne, daß auch andere große Verbände sich in so hilfsbereiter und für die Technik wertvoller Weise für den technischen Nachwuchs einsetzten. Zu der Denkschrift, die sich zugleich auch mit der Frage der anscheinend beabsichtigten Unterteilung des Bauingenieurstudiums und mit der Einführung der Wahlfächer befaßte, teilte Herr Geheimrat Dr. Foerster aufklärend mit, daß in dieser Hinsicht keine Befürchtungen zu hegen seien, da die im vergangenen Herbste in Halle abgehaltene Hochschultagung durchaus den Standpunkt eingenommen habe, daß eine Unterteilung des Studiums in Sonderfächer vermieden werden müsse. Die Wahlfächer seien vielfach falsch aufgefaßt worden, es sei beabsichtigt, sie auf ganz besondere Fälle zu beschränken und nur ein Hauptfach einer anderen technischen Fachrichtung solle als Wahlfach gewählt werden dürfen. Im übrigen bedürfte die Wahl eines besonderen Prüfungsfaches durchweg der Genehmigung der Abteilung. Zur Frage der Studienreformen im allgemeinen äußerte sich anschließend Herr Geheimer Regierungsrat Prof. Otzen, Hannover dahin, daß eine Generalisierung des Studienbetriebes, wie er durch Reformen leicht herbeigeführt werden könne, vermieden werden müsse, und daß man die Organisationen an jeder Stelle so treffen solle, wie es die zur Verfügung stehenden Persönlichkeiten, nicht wie es ein allgemeiner Plan erfordere, jene, nicht dieser seien der Angelpunkt des gedeihlichen Studienbetriebes. Im übrigen dankte Herr Geheimrat Otzen, ebenso wie die Herren Geheimrat Prof. Dr. Möller, Braunschweig, und Geheimrat Böhm, Dresden, der ähnliche Möglichkeiten der Ausbildung, wie sie der Betonverein herbeiführen will, auch gern für die Architekten geschaffen sehen würde, dem Deutschen Betonverein für sein leitendes Vorgehen wärmstens. Es wurde sodann die Frage aufgerollt, ob es in der Tat möglich sein würde, Studenten neben den Arbeitern in den Betrieben zu beschäftigen, ohne auf Widerspruch der Betriebsräte zu stoßen. Demgegenüber wurde von Herrn Kommerzienrat Dr. Wolle darauf hingewiesen, daß es doch möglich sei, Studierende, wenn in einem Betriebe ein Betriebsrat sich ablehnend verhalten habe, zu einer anderen Unternehmung, sei es an gleichem, sei es an anderem Orte, hinüberwechseln zu lassen. Wenn auch das auf die Dauer unmöglich sei, könne man die Studenten als Lehrlinge einstellen und in gleicher Weise bezahlen, weil die Verfügung über die Anstellung von Lehrlingen allein den Unternehmern überlassen sei.

Nach Beendigung der Aussprache hierüber wurde Herrn Prof. O. Colberg, Hamburg, das Wort zu seinem Vortrage Über Unterfangungsarbeiten des Altbaues des Generaldirektionsgebäudes der Hamburg-Amerika-Linie erteilt. Der mit Lichtbildern ausgestattete Vortrag zeigte, daß durch die getroffenen Maßnahmen die Aufgabe, ein altes und ein neuerrichtetes Gebäude gleichzeitig zur Aufnahme einer schwierigen Überbaukonstruktion (Kuppel) zu befähigen, einwandfrei gelöst worden ist. Die Mehrbelastung der alten Umfassungswand, die durch die Kuppel entstand, ist durch Anwendung von Straußpfählen unschädlich gemacht worden. Diese konnten teils nur auf einer Seite neben der Wand, also exzentrisch, teilweise mußten sie zu beiden Seiten der Wand eingetrieben werden. Der Redner führte die bei dieser Gelegenheit mehrfach und mit Vorteil angewendete Abart des Straußpfahlsystems vor, bei dem der Stößel nicht im wasserfreien Raume, sondern im Wasser gleitet. Die Durchführung der Pfähle durch die im Laufe der Jahre sehr fest gewordenen Betonsohlenplatten ist durch Anwendung von Preßluftbohrgeräten sehr erleichtert worden. Die Arbeiten sind von der Firma Dyckerhoff & Widmann ausgeführt worden, während Entwurf und Oberleitung in Händen des Vortragenden gelegen hat. Auf die vielen sehr beachtenswerten weiteren Mitteilungen hier näher einzugehen, gestattet der vorhandene Raum leider nicht. Doch sei mitgeteilt, daß der Inhalt dieses Vortrages in einer der Fachzeitschriften zum Abdruck gelangen wird.

Der folgende Vortrag des Herrn Dipl.-Ing. Brammer der Firma Rud. Wolle, Leipzig, Über Bauten zur Besserung der Kohlenwirtschaft im mitteldeutschen Kohlengebiete (in der Nachkriegszeit) wird im „Bauingenieur" demnächst veröffentlicht werden, so daß wir uns hier mit dieser Erwähnung begnügen können. An den ebenfalls im „Bauingenieur" erscheinenden Vortrag des Herrn Baumeister Löser, in Firma Kell & Löser, Dresden, Über Gütevorschriften für Beton, schloß sich eine Aussprache, an der sich zahlreiche Herren beteiligten.

Herr Löser hatte sich die Aufgabe gestellt, die unerträglichen Verhältnisse zu beleuchten, die sich daraus ergeben, daß die amtlichen Bestimmungen von 1916 die vorgeschriebenen Festigkeiten aus dem Betongemisch ermittelt verlangen, das im Bau verwendet wird, daß also bei Verwendung von weichem oder flüssigem Beton die Festigkeiten nicht des erdfeuchten Gemisches zu untersuchen sind, sondern die des stark wasserhaltigen. Unter Anführung umfassender Unterlagen forderte Herr Löser auf, unter allen Umständen auf eine Beseitigung der unerfüllbaren Vorschriften hinzuwirken. In der Aussprache unterstützte Herr Prof. Dr. Gehler die Forderungen des Herrn Löser nachdrücklichst und teilte mit, daß schon bei Bearbeitung der Bestimmungen von vielen Seiten die Unhaltbarkeit der in Frage stehenden Forderungen betont worden sei. In der Aussprache wurde darauf hingewiesen, daß besonders wegen des Schiffbaues die Aufhebung dieses Punktes der amtlichen Bestimmungen dringend geboten sei, denn wenn sich die vorgeschriebenen Festigkeiten mit dem nassen Gemisch in der Würfelprobe nicht erzielen ließen, würde der Germanische Lloyd nicht in der Lage sein, ein Eisenbetonschiff zu klassifizieren. Nachdem noch verschiedene Herren zu der Güteprobe in zustimmendem Sinne gesprochen hatten, schloß Herr Dr. Hüser die Aussprache über diesen Punkt, indem er zusicherte, daß der Deutsche Betonverein, durch Herrn Löser erneut angeregt und mit neuen Unterlagen ausgestattet, seinen ganzen Einfluß geltend machen würde, um eine Vorschrift zu erlangen, die den Forderungen der Praxis gerecht würde.

Die Fortsetzung der Tagung am 11. III., vormittags 9½ Uhr, brachte zunächst den Vortrag des Herrn Marx der Firma Zementbaugesellschaft Johannes Mueller, Marx & Cie., Berlin, über: „Die Götaälf, ihr Bau und Stapellauf", der vor allem eine große Anzahl gelungener Lichtbilder aus dem Werdegang des Schiffes vorführte. Der Stapellauf ist, Heck

voraus, wie bei einem Schiff der alten Bauweise, glatt und in wenigen Minuten vonstatten gegangen. Das Schiff ist 57 m lang, die Wasserverdrängung beträgt 1500 t Seewasser, die Ladefähigkeit voraussichtlich 800 t. Der Antrieb erfolgte durch einen 500-PS-Dieselmotor. Zum Beton ist Elbkies und daneben rheinische Lava und Traß neben Portlandzement verwendet worden. Die Baukosten ohne Ausrüstung und Maschinen haben 2½ Millionen betragen. Das Gebiet des Eisenbetonschiffbaues wurde weiterhin in dem sehr ausführlichen Vortrage des Herrn Direktor Dipl.-Ing. Karl Weidert, Vorstandsmitglied der Eisenbetonschiffbau A.-G., Bremen, über: „Erfahrungen und Fortschritte im Eisenbetonschiffbau", von allen Seiten beleuchtet. Der Vortragende gab hierbei, wie in der Aussprache auch dankend anerkannt wurde, in großem Umfange praktische Erfahrungen und Kunstgriffe bekannt, die sonst oft als Fabrikgeheimnis gehütet zu werden pflegen. Auch dieser Vortrag wird im „Bauingenieur" in seinem wesentlichsten Teile veröffentlicht werden. Da Herr Direktor Weidert den Leichtbeton wegen seiner im Vergleich zur Gewichtsersparnis beträchtlichen Minderfestigkeit als ungeeignet bezeichnet hatte, wurden in der Aussprache von Herrn Geheimrat Otzen Bedenken erhoben, ob sich nicht ein günstigster Beton finden lasse, der bei mäßigem Rückgange der Festigkeit — bis auf ein praktisch erforderliches Maß — eine beträchtliche Gewichtsersparnis ermöglichte, besonders bei kleineren Schiffen müsse man den Wandungen eine das statisch erforderliche Maß überschreitende Dicke geben, und hier sei vielleicht die Domäne des Leichtbetons. Der anschließende Vortrag des Herrn Dr.-Ing. H. Marcus, Direktor der Firma Huta, Hoch- und Tiefbau-A.-G. Breslau, über: „Neuere Ausführungen trägerloser Pilzdecken" bildete eine Ergänzung der Marcusschen Ausführungen auf dem Betontag 1919. Aus dem Inhalte des mit zahlreichen Lichtbildern ausgetatteten Vortrages, der im „Bauingenieur" erscheinen wird, sei hier nur mitgeteilt, daß sich unter Aufgebung der amerikanischen Bauweise Turner und der sie verbessernden ähnlichen deutschen Bauweisen durch Anordnung einer rechtwinklig gekreuzten Armierung eine baulich glückliche und allen statischen Anforderungen genügende Ausbildung hat finden lassen. Da bei diesem Vortrage das Wort zur Aussprache nicht gewünscht wurde, schloß sich unmittelbar der Vortrag des Herrn Dr.-Ing. Lührs, Oberingenieur der Firma Schäffer & Co., Duisburg, über von seiner Firma ausgeführte Kohlensilos an. Hervorhebenswert erscheint der bei den Silos des Elektrizitätswerkes Duisburg (5200 t) angewendete Rost. Dieser bildet in der Silozelle etwa in halber Höhe eine Art durchlässige Zwischendecke und besteht aus zwei Reihen von Plattenbalken mit Zwischenräumen von etwa 1 bis 1,5 m Breite, die derart angeordnet sind, daß die Zwischenräume der oberen Reihe durch die Platten der unteren Reihe gedeckt werden. Beabsichtigt ist hiermit die Verhinderung der Entmischung der Kohle, der Bildung ruhender Zonen und der Ansammlung von Kohlengrus, um der Selbstentzündungsgefahr zu begegnen. Da nach neueren Beobachtungen die Entzündungsgefahr der Kohle durch luftdichten Abschluß verringert wird, sind die Füllöffnungen mit Deckeln versehen worden, die durch Lehmausstrich zu luftdichtem Abschluß gebracht wurden. Unmittelbar anschließend folgte als letzter der Vortrag des Herrn Oberingenieur Hans Schlüter, Deutsche Torkret-Baugesellschaft m. b. H., Berlin, über: „Das Beton-Spritzverfahren". Der sehr umfangreiche Vortrag beschäftigte sich zunächst mit der Entwicklung des Betonspritz- und -blasverfahrens, das seinen Ursprung bekanntlich in Amerika hat, schilderte Erfahrungen und Vervollkommnungen und betonte den Unterschied zwischen Anspritzen und Anblasen des Betons. Das Torkretverfahren arbeitet mit einem nur ganz wenig angefeuchteten Gemisch (3 vH), das mittels Preßluft durch die Schlauchleitungen gedrückt wird und erst an der Düse den reichlicheren Wasserzusatz erhält. Als Vorteil des Verfahrens führte der Redner die Erzielung eines besonders dichten und fest haftenden Betons an und den Fortfall der Menschenarbeit bei der Beförderung des Betons an die Verwendungsstelle. Er erklärte, daß die Vertreter des Torkretverfahrens keineswegs glaubten, damit in normalen Fällen — z. B. bei Deckenbauten — das übliche Betonierungsverfahren ersetzen zu können. Nur für besondere Gebiete, Anbringung von Auskleidungen usw. sei die Anwendung nutzbringend.

In der Besprechung des Vortrages wurde hervorgehoben, daß das bisherige Verfahren mit der Zementkanone sich durchaus nicht bewährt habe, daß man aber diese schlechten Erfahrungen dem scheinbar verbesserten Torkretverfahren nicht anrechnen dürfe. Weiter wies man daraufhin, daß bei solchen Verfahren naturgemäß die schwereren Bestandteile des Betons am weitesten, die leichteren weniger weit fortgeschleudert werden, und die Gefahr einer Entmischung entstände, daß es demgemäß also auch eine Grenze für die Transporthöhe und Spritzweite des Betons vom Mundstück der Schlauchleitung an geben müßte. Auch wies man auf den wahrscheinlich sehr starken Verschleiß der Innenwandung der Schlauchleitungen durch das fast trockene in ihnen vorwärts gepreßte Betongemisch hin, zog auch in Zweifel, ob der Wasserzusatz in der Mischdüse so gleichmäßig sei, daß man auf eine stets gleichbleibende Beschaffenheit des Spritzbetons rechnen könne; hierbei sei namentlich zu bedenken, daß doch im Schlauche durch größere Kiesbrocken leicht Verstopfungen eintreten könnten. Diesen Bedenken gegenüber stellten Vertreter des Eisenbetonschiffbaues fest, daß sie mit dem Verfahren bereits gute Erfahrungen gemacht haben und daß sie an manchen Stellen für ihre Verbundschiffe durch das Spritzverfahren einen dichten und vollkommen einwandfreien Beton erzielt hätten. Der Vorsitzende gab in seinem Schlußwort der Hoffnung Ausdruck, daß vielleicht übers Jahr die Gesellschaft imstande sei, größere einwandfreie Ausführungen dem Deutschen Betonverein vorzuführen. Auf andere Betonspritzverfahren als das Torkretverfahren erstreckte sich weder der Vortrag noch die Aussprache. So wurde z. B. das Mosersche Verfahren (Kraftbau-A.-G. Berlin) nicht berührt.

Nach Beendigung dieses letzten Vortrages dankte der Versammlungsleiter, Herr Fabrikbesitzer Langelott, Dresden, nochmals allen Erschienenen und namentlich den Herren Vortragenden und gab der Hoffnung Ausdruck, daß der D.B.V. bei seinen künftigen Verhandlungen sich des gleichen zahlreichen Besuchs seiner Freunde und Mitglieder erfreuen und daß das hoffentlich dann unter besseren politischen Verhältnissen geschehen möge.

Dr.-Ing. W. Kunze.

LITERATURSCHAU.

Gesammelt und geordnet von Regierungsbaumeister W. Kunze, Privatdozent, Dresden.

Baustoffkunde.

244. Zur Frage des hochwertigen Sonderzements. Von Staatsbahnrat Ing. Spindel, Tonindustriezeitung 1921, Nr. 27, S. 210.

245. Zementstreckmittel. Steinmehl, Sand, Traß, Hochofenschlacke. Von Dr. Kunze, Tonindustriezeitung 1921, Nr. 24. Vgl. 1920, Nr. 109 und 149.

246. Die Dauerhaftigkeit des Zypressenholzes. Brückenbau 1921, Heft 3—4. Zwei Drittel Spalte. Vgl. außerdem Nr. 282.

Statik und Festigkeitslehre.

247. Die Anwendung statischer Erkenntnisse zur Verringerung des Baustoffaufwandes. Antrittsvorlesung von Privatdozent Dr.-Ing. Walther Kunze, Re-

gierungsbaumeister, Dresden. Mit 11 Abb. Städt. Tiefbau 1921, Nr. 4 und 5 und Brückenbau 1921, Heft 5/6. Es wird ein allgemeiner Überblick über die Möglichkeiten gegeben, durch glückliche Wahl der statischen Verhältnisse die erforderlichen Querschnitte gering zu halten.

248. Über die Aufnahme nicht berechenbarer Kräfte. Von Dr. Ing. Georg Müller, Regierungsbaumeister, Berlin-Lankwitz. Ausführung allgemein erörternder Art mit Bezugnahme auf Einzelfälle der Praxis. Zentralbl. d. Bauv. 1921, Nr. 18, S. 109—11.

249. Verbindungen von Balken und Bögen. Von Baurat Th. Hoech, Kolberg. Z. d. V. d. Ing. 1921, Nr. 10, S. 239—240. Erörterungen über zweckmäßige Trägernetze, persönliche Vorschläge des Verfassers usw.

250. Berechnung von Plattenbalken, bei denen die Nullinie in den Steg fällt, bei gegebener Balkenhöhe. Von Ing. Paul Grumblat, Kattowitz. 1 Seite in der D. B.-Ztg. 1921. Mitt. f. Zem. u. Beton, Nr. 4. Leider ist hier auf die Vorteile gegenüber anderen Ermittlungsweisen nicht hingewiesen. Man vermißt hier, wie so oft, die Eingliederung in die einschlägigen früheren Veröffentlichungen ähnlicher Art.

251. Genaue Berechnung der Formänderung eines kreiszylindrischen Wasserbehälters mit Parabelquerschnitt durch den Wasserdruck. Von Ing. Alex Fischer, Goeding, Mähren. Z. d. österr. Ing.- und Arch.-Ver. 1921, Heft 8, S. 43—45

252. Beitrag zur Berechnung von Sprengwerksbindern. Holzbau 1921, Nr. 4, eine Seite, Nr. 5. S. 17 und 18.

Vgl. außerdem **272.**

Brückenbau.

a) Allgemeines.

— — — —

b) Hölzerne Brücken.

— — — —

c) Stein- und Betonbrücken.

— — — —

d) Eisenbetonbrücken.

253. Bemerkenswerte Brückenausführungen des Auslandes. 1. Wiederherstellung der Eisenbetonbrücke bei Vic-sur-Aisne (nach Genie civil 1920, Nr. 25). Beachtenswert, aufgehängtes Gerüst. 2. Wiederherstellung massiv gewölbter Brücken unter Zuhilfenahme von Eisenbetonlehren, nach Annales des Ponts et Chaussées 1916, Bd. I, bezw. Génie civil 1917, S. 227. 3. Ersatz einer eisernen Straßenbrücke durch eine Eisenbetonbogenbrücke in Indien nach Engineer 1916, S. 132. Fritz Eiselen in der D. B.-Ztg. 1921, Mitt. f. Zem. u. Beton Nr. 4, S. 25—27.

e) Eiserne Brücken.

Vgl. Nr. **249.**

Hochbaukonstruktionen und Zementwaren.

254. Prüfung der von der A.-G. Christoph & Unmack, Niesky, im Auftrage des Holzindustriellen-Verbandes errichteten Wände (Block- und Tafelwand) auf Wärmeschutz. Mitteilung der Ergebnisse, die durch die Versuchsanstalt an der Technischen Hochschule Dresden festgestellt worden sind. Die Wärmedurchlässigkeit ist bei der Tafelwand zu 70,3 % bei der Blockhauswand zu 60,2 % gegenüber einer 38 cm Ziegelwand ermittelt worden. Der Wärmeschutz ist also bei den untersuchten Wänden in Holz erheblich besser gewesen. Der Holzbau 1921, Nr. 4, S. 13—14.

255. Berechnung der Wärmeleitzahl verschiedener Baustoffgefüge. Von Dipl.-Arch. E. Schultheß, Schw. Bau-Ztg. v. 26. 2. 1921. Ein und eine halbe Seite.

256. Keine Luftschichten in Lehmwänden. Abdruck des Runderlasses des Ministers für Volkswohlfahrt vom 2. 2. 1921 in der Tonind.-Ztg. 1921, Nr. 28, S. 225.

257. Zweineuartige Hausbauweisen. An Hand von Abb. werden im „Zement" 1921, Nr. 8, S. 90, die Bauweisen „Fido-Schnellbau", System Mittelmann, Siegen, und Domo-Schnellbauweise, Bernstein & Co., Berlin, vorgeführt.

258. Zementmauersteine. Was ist bei der Anlage einer Zementsteinfabrik zu beachten. Von Rob. Paul. Tonind.-Ztg. 1921, Nr. 28, S. 223—224.

Gründungsarbeiten usw.

259. Hausbeschädigungen durch nachbarliche Tiefbauarbeiten. Von Hans Schliepmann. Bauwelt 1921, Heft 8, S. 91—92.

Vgl. außerdem Nr. **248** und **287.**

Wasserbau.

Gewässerkunde und Wasserwirtschaft, Wasserrecht, Wasserbewegung.

260a. Die Berechnung der Wasserspiegellage bei fließenden Gewässern unter Berücksichtigung der in den Flußbetten auftretenden Wasserwalzen. Von Th. Rehbock, Karlsruhe. Die Wasserkraft 1921, Heft 4 und 5.

260b. Der Verlauf von Tide- und Sturmflutwellen in Meeresarmen und die Wirkung eines Abschlusses, mit besonderer Berücksichtigung der Verhältnisse hinter Sylt. 3 Seiten im Zentralbl. d. Bauv. 1921, Nr. 15, S. 9. Von Dr.-Ing. H. Krey, Berlin.

261. Die Wassergenossenschaften. Von Rechtsanwalt Dr. Werneberg, Berlin-Schöneberg. Die Wasserkraft 1921, Heft 4, S. 34—36.

Flußbau, Kanalbau, Seebau, Hafenbau, Schleusenbau.

262a. Der Ausbau des Rheins zwischen Basel und Straßburg. Von E. Mattern, Potsdam, Z. d. V. d. Ing. 1921, Nr. 2. Es handelt sich um das französische Projekt, das Rheinwasser durch ein ganz auf elsässischem Boden liegendes Kanalbett zu leiten. Der Verfasser weist auf die ungeheuren Schädigungen hin, die Deutschland als Anlieger des Rheins bei Verwirklichung des Plans entstehen würden.

262b. Die Kanalisierung der Körös in Ungarn. Bei der Ausführung der Kanalisierung ist Eisenbeton in weitestgehendem Maße benutzt worden. Tiefbau 1921, Nr. 17, S. 68, 70.

263. Der Ausbau des Oder—Spree-Kanals für 1000-t-Schiffe und der neue große Abstieg bei Fürstenberg/Oder. Von Rgbmstr. a. D. Albrecht, Fürstenberg a. O. Tiefbau 1921, No. 15 und 16.

264. Unterführung (Dückerung) statt Überführung kleiner Flüsse bei Kanalbauten (Kreuzungen.). Kurzer Bericht über die bei der Seesecke-Kreuzung des Kanals Datteln—Hamm vorgenommenen Dückerung in 6 Rohren Tiefbau 1921, Nr. 13, S. 56.

265. Die Seeschiffahrt auf Flüssen. 3 Seiten in der Verkehrstechnischen Woche 1921, Nr. 8, S. 69—71.

266. Die Erweiterung des Fischereihafens Geestemünde. Zentralbl. 1921, Nr. 17, S. 105—107. (Wirtschaftlich betrachtet.)

267. Der Umbau der Kaianlagen in Norrköping. Mit 2 Abb. Die Kaimauer ist aufgelöst und besteht aus massiven Betonklötzen auf Pfählen und zwischengelagerten Plattenbalkenüberbauten. Mit 2 Abb. Tiefbau 1921, Nr. 18.

Wehre, Talsperren, Wildbachverbauungen, Wasserkraftanlagen, Bewässerungen usw.

268. Das projektierte Kraftwerk Wäggital. Generelle Darstellung der Planung, Mitteilung der für die Bauwürdigkeit der Anlage maßgebenden Unterlagen und Ermittelungen. Schw. B.-Ztg. vom 19. 2. 21.

269. Dichtung von Werkkanälen. Von Dr.-Ing. Leiner, Privatdozent, Rgbmstr., München. Tiefbau 1921, Nr. 18. S. 74—75.

Erdbau, Tunnelbau und Bergbau.

270. Schaufelbagger mit festem und drehbarem Maschinenhaus. Städt. Tiefbau 1921, Heft 4, S. 33/34.

271. Tunnelrüstung, Bauart Alfred Kunz, München. Von Prof. Dr. Konrad Pressel, München. 5 Seiten in der Schweizerischen Bau-Ztg. vom 26. Febr. 1921. Auf den Grundgedanken von Rziha und der Getriebezimmerung fußend.

272. Zur Berechnung von Druckschächten. Von J. Büchi, Zürich. I. Allgem. Bauvorgang und Klarstellung der einzelnenProbleme, II. Berechnung desEinflusses des inneren Wasserdruckes allein, III. Einfluß des Schwindens des Betons, IV. Temperatureinfluß, V. Ungenügende Anbetonierung, VI. Längs- und Rundnähte, VII. Entleerung des Rohrs, VIII. Gebirgsdruck, IX. Rosten, X. Zusammenfassung, XI. Kostenvergleich. Schw. Bau-Ztg. vom 5., 12. und 19. 2. 21.

Straßenbau.

273. Zweckmäßige Unterbettungen für Holzpflasterstraßen. Städt. Tiefbau 1921, Nr. 4, S. 32—33.

Vgl. außerdem Nr. **281** und **289.**

Eisenbahnbau und -betrieb.

274. Über den Entwurf der Bahnhöfe großstädtischer Schnellbahnen. Nach Eng. News-Record 1920, Heft 18 und 19. Bericht von Dr.-Ing. Gaede, Verkehrstechnische Woche 1921 (ohne Abb.), Heft 8, S. 67.

275. Zeichnerische Berechnung von Gleisplänen. Von Dr. Waffenschmidt, Rgbmstr., Karlsruhe. Organ für die Fortschritte des Eisenb.-W. 1921, Heft 3/4 und folgende.

276. Übergangsbogen in den Wechseln der Korbbogen. Von Dr.-Ing. Schreiber, Reg.- und Baurat, Dresden. Organ f. d. Fortschr. im Eisenb.-Wesen 1921, Heft 2, S. 13—16.

277. Das Signalwesen in den Technischen Vereinbarungen von 1909. Von Dr. Hans A. Martens. Ztg. d. Ver. d. Eisenb.-Verw. 1921, Nr. 5, S 81, 85.

278. Die Einführung der elektrischen Zugförderung auf der Chicago—Milwaukee— St.-Paul-Bahn. Von Dr.-Ing. Gläsel, Dresden, Verkehrstechnik 1921, Nr. 6, S. 77—78.

279. Der elektrische Betrieb der Rhätischen Bahn. Z. d. V. d. Ing. 1921, Nr. 9, S. 221. Mitteilung über die Streckenausrüstung, Fahrdrahtaufhängung usw.

280. Versuche mit Asbeston-Schwellen bei der Württemb. Staatsbahn. Von Oberbaurat Kräutle, Stuttgart. Bericht von ½ Seite im Organ f. d. F. im Eisenb.-Wesen 1921, Nr. 1, 4, 5. Ganz befriedigend sind die Ergebnisse nicht gewesen.

Eisenbetonbau.

Eisenbetonbrücken siehe unter Brückenbau.

281. Schnelligkeitsrekord im Straßenbetonieren. Mit 26 Autokippwagen und 2 Mischern 300 m in 10 Stunden. Von H. Gerves nach Eng. News Rec. vom 19. 8. 1920, mit 2 Abb., 1½ Seite in der Tonind.-Zeitung 1921, Nr. 22, S. 163—164.

282. Preßluft zur Betonmischung und Fortbewegung. Nach The Engineer von 21. 1. 1921. D. B.-Ztg. 1921, Mitt. f. Zem. u. Beton, ½ Spalte.

283. Leipziger Betonbauten. Bemerkenswerte Hoch- und Brückenbauten. Von Dipl.-Ing. Haimovici. Tonind.-Zeitung 1921, Nr. 26, S. 197—198.

284. Eisenbetonschiffe verschiedener Bauart. 1½ Seite in der Z. d. V. d. Ing. 1921, Nr. 10, S. 252—253, mit zahlr. Abb. (Dampfer „Bartels" und Motorschiff „Cochinchine", 3000 bzw. 4552 t Wasserverdrängung).

285. Stapellauf des ersten deutschen Eisenbeton-Motorseglers. Der Zement 1920, Nr. 7, 8 Abb. Aus den zahlreichen Angaben sei nur mitgeteilt, daß die Wandungen 4,5 bis 6 cm stark und durch ein vierfaches Netz von Eiseneinlagen bewehrt sind.

286. Neue Eisenbahnwagenbauten in Eisenbeton. Von Ing. Gust. Neumann und Franz Lehner. 1. Der ungarische Eisenbetonwagen, Typ Kmn; 2. der österreichische Eisenbetonwagen Ke. Beton und Eisen 1921, Heft 2/3, S. 32—34.

287. Eisenbeton-Brunnenkränze für Brunnengründungen beim Bau der Pariser Untergrundbahnen. In der D. B.-Ztg. 1921, Mitt. f. Zem. u. Beton, Nr. 4, S. 28—29.

Vgl. außerdem Nr. 262 b, 267 und 280.

Eisenbau

Eisenbrücken siehe unter Brückenbau.

Holzbau.

288. Holzbinder großer Spannweite. Vorführung eines Daches mit Hetzerschen Bogenbindern von 36 m Spannweite in Duisburg-Meiderich. Mit Abb. Z. d. V. d. Ing. 1921, Nr. 10, S. 347.

Vgl. außerdem Nr. 246, 252, 254.

Städtebau und städtischer Tiefbau.

289. Die Gestaltung des Straßennetzes in englischen Großstädten. Z. d. V. d. Ing. 1921, Nr. 10, S. 244—247. Die Entwicklung der englischen Städte, die Anforderungen des Personenverkehrs, Hauptstraßen in Städten, außerhalb des Stadtbezirks gelegene Straßen, Stammstraßen für schweren Lastwagenverkehr, Straßenoberfläche, Neuordnung des Straßensystems.

290. Die Kernfrage bei dem Bebauungsplan für den „Rayon" in Köln. Stadtbauliche Studie von Dr.-Ing. Karl Weishaupt in Berlin. Zentralbl. d. Bauv. 1921, Nr. 16, S. 97—99.

291. Die Verwertung der Stadtabwässer. Von Domänenrat A. Kreuz in Dülmen. Städt. Tiefbau 1920, Nr. 24, zwei Seiten.

292. Untersuchungen über die Durchführbarkeit von Teileinrichtungen zur Kanalisation der Stadt N. Von Ziviling. Geißler, Berlin-Nikolassee. Städt. Tiefbau 1921, Heft 2, S. 9—18.

Kunst im Ingenieurwesen. — Wirtschaftliches. — Personalnachrichten. — Vereinsnachrichten. — Standesvertretung. — Sonstiges.

293. Neue Formen des Verdingungswesens. Von Prof. Dr.-Ing. Risch, Braunschweig. Technik und Wirtschaft 1921, Heft 2, S. 65—68.

294. Reform der Patentgebühren und der Patentdauer. Von Patentanwalt Georg Neumann. Technik und Wirtschaft 1921, Nr. 2, S. 79—85.

295. Vereinheitlichung im Tiefbauwesen. Von Dipl.-Ing. W. Schwaab. Städt. Tiefbau 1921, Nr. 1, S. 1—3, Heft 3, S. 19—21.

KURZE TECHNISCHE BERICHTE.

Rostversuche mit kupferhaltigen Eisenblechen.

Nachdem in „Iron Age" vom 17. 4. 1913, S. 931 eine Kupferbeimengung bei eisernen Wellblechen als ein gutes Mittel gegen das Verrosten bezeichnet worden war, hat man in Deutschland Versuche ausgeführt, die zur Klarstellung der Frage für deutsche Verhältnisse zu dienen haben. Die Versuche sind von dem Materialprüfungsamt Berlin-Dahlem angeregt und in Verbindung mit dem Verein deutscher Eisenhüttenleute ist eine vielseitige Versuchsanordnung aufgestellt worden. Die Versuchsbleche sind von verschiedenen Eisenwerken gestiftet worden.

Der Einfluß der Eisenerzeugungsart ist durch Verwendung von Martin-, Thomas- und Roheisenerzverfahren-Eisen berücksichtigt worden. Der Kupfergehalt betrug 0,10—0,35 v. H. Es können hier nur die hauptsächlichsten Ergebnisse mitgeteilt werden. Genauere Angaben über die Versuchsgrundlagen und die genaueren Messungsergebnisse können der Originalveröffentlichung von Prof. O. Bauer in „Stahl und Eisen" 1921, Nr. 2 und 3, entnommen werden.

Die Versuche zerfallen in zwei Hauptarten. Versuche mit kleinen Platten ohne Walz- oder Glühhaut und Versuche mit größeren Blechen 1000 × 500 × 2 mm (8 kg) mit Walz- und Glühhaut. Die letzteren für den Bauingenieur wichtigeren Versuche umfassen das Verhalten:

1. an freier Luft,
2. in Nordseewasser,
3. im Erdboden.

Das Verhalten in freier Luft wurde in Berlin-Lichterfelde in reiner, rauchfreier Landluft, in der Seeluft der Nordsee (auf der Leuchtturmdüne bei Hörnum auf Sylt) und im rheinischen Hüttenbezirke auf dem Dache einer Werkstatt von Hoesch-Dortmund beobachtet. Bei den in Lichterfelde ausgesetzten Blechen hat sich ein beachtenswerter günstiger Einfluß des Kupfergehaltes der Eisenbleche nicht erkennen lassen, bei den an der Luft gelagerten Blechen auf Sylt konnten in der Zeit von 1481 Tagen ebenfalls keine für die Kupferbeimengung sprechenden Beobachtungen gemacht werden. Festgestellt wurde hingegen natürlich ein bedeutend stärkeres Rosten überhaupt als in Lichterfelde.

Die Bleche im Industriegebiete hingegen, die 1540 Tage ausgesetzt waren, wiesen eine erheblich geringere Verrostung auf, wenn sie Kupferbeimengungen enthielten. Bei 0,35 v. H. Kupfergehalt ist im Mittel eine Verringerung der Verrostung auf Dreiviertel festzustellen gewesen. Das würde heißen, daß die Lebensdauer von Blechen bis zur völligen Zerrostung unter den ausgewählten Verhältnissen durch einen Kupfergehalt von 0,35 v. H. um ein Drittel verlängert werden kann.

Das Verhalten der Bleche in Nordseewasser ist sehr widerspruchsvoll gewesen; bald sind die kupferarmen, bald die kupferreichen Bleche widerstandsfähiger gewesen. Die Verrostung ist in 414 Tagen beträchtlich weiter vorgeschritten als in 1500 Tagen bei Lagerung an der Luft in Lichterfelde. Die Bleche sind übrigens nicht dauernd unter Wasser gewesen, sondern mitten zwischen dem Ebbe- und Flutwasserstand, so daß sie die halbe Zeit trocken gelegen haben.

Die Lagerung im Seewasser hat also in bezug auf den Kupfergehalt Gesetzmäßigkeiten nicht erkennen lassen.

Die Versuche in feuchtem Boden sind wiederum in verschiedenen Gegenden Deutschlands angestellt worden, und zwar sind die Probebleche an den gleichen Orten, wo die Freiluftversuche stattgefunden haben, eingegraben worden. Aus dem Bericht ist über die Feuchtigkeitsverhältnisse des Bodens nur gesagt, daß der Seesand auf der Leuchtturmdüne in Hörnum ständig feucht gewesen sei. Bei Hoesch-Dortmund und in Lichterfelde scheint trockner Boden (hier Sand, dort Schlackengrus) vorgelegen zu haben. An allen drei Untersuchungsstellen waren die Ergebnisse hinsichtlich des Einflusses des Kupfergehaltes auf die Widerstandsfähigkeit gegen Rosten widersprechend.

Der Bericht faßt die Ergebnisse wie folgt zusammen: „Aus obigem geht hervor, daß überall dort, wo Säureangriff zu gewärtigen ist (höherer Kohlensäuregehalt, reichlicher Gehalt an schwefliger Säure in der Luft usw.) für die Praxis ein geringer Gehalt an Kupfer (gegebenenfalls auch an Nickel) von Vorteil ist, da die Lebensdauer der Bleche dadurch beträchtlich verlängert wird. Dort aber, wo Säureangriff nicht in Frage kommt, ist nach den vorliegenden Versuchen ein kleiner Kupferzusatz ohne deutlich erkennbaren Einfluß auf die Rostgeschwindigkeit. Ein künstlicher Zusatz würde also dort lediglich eine Verteuerung des Rohmaterials bedeuten, ohne einen wesentlichen Nutzen zu bringen."

Die Versuche mit Blechen ohne Walz- oder Glühhaut sind an kleinen Täfelchen von 80 × 47 × 2 und 47 × 30 × 2 mm Länge, Breite und Dicke vorgenommen worden. Man hat das Verhalten untersucht:

a) an guter reiner Luft (auf dem Dache des Materialprüfungsamtes Lichterfelde),
b) in destilliertem Wasser,
c) im Leitungswasser des Materialprüfungsamtes,
d) im Nordseewasser,
e) in kohlensäurehaltigem Wasser,
f) in Kochsalzlösungen und
g) in einhundertteiliger Schwefelsäure.

Die letzteren Versuche erschienen insbesondere deshalb geboten, weil der Schwefelsäuregehalt der Luft mitten im Industriegebiete eine starke rostfördernde Wirkung und einen günstigen Einfluß des Kupfers gezeigt hatte. Der Bericht kommt zu folgender Zusammenfassung:

„1. Die Rostversuche im Freien auf dem Gelände des Materialprüfungsamtes ergaben keinen wesentlichen und namentlich keinen zuverlässigen Rostschutz durch die angewendeten kleinen Kupferzusätze.

2. Rostversuche in destilliertem Wasser, im Leitungswasser des Amtes und in Nordseewasser zeigten, daß Kupfergehalte innerhalb der vorliegenden Grenzen ohne Einfluß auf die Rostgeschwindigkeit des Eisens waren.

3. Rostversuche in stark kohlensäurehaltigem destilliertem Wasser ergaben nur eine unbedeutende Verringerung des Rostangriffs der kupferreichen Proben. Hiermit standen die Spannungsmessungen in Übereinstimmung; sie ergaben in kohlensäurehaltiger Kochsalzlösung bei den kupferreicheren Proben ein zwar sehr schwaches, aber doch deutliches Ansteigen der Spannungswerte nach der edleren Seite hin.

4. Gegenüber dem Angriff von Schwefelsäure gewährt ein kleiner Kupferzusatz zum Eisen einen guten Schutz. Phosphor im Eisen begünstigt in hohem Maße die Angreifbarkeit durch Schwefelsäure; der Kupferzusatz hebt zum Teil die ungünstige Wirkung des Phosphors auf."

Die Aussetzung hat betragen: an der Luft 651 Tage, in destilliertem Wasser, im Leitungswasser, im Nordseewasser und im kohlensäurehaltigen Wasser 30 Tage, in verdünnter Schwefelsäure 2 Tage.

Bemerkenswert ist, daß die Verrostung in destilliertem Wasser bei allen zur Verwendung gekommenen Blecharten stärker gewesen ist, als im Leitungswasser. (Verhältnis der Mittelwerte der Gewichtsverluste 0,1044 : 0,0955). Im Nordseewasser war der Gewichtsverlust durch Rostung durchweg noch geringer (Mittelwert 0,0812). Das kohlensäurehaltige Wasser hat eine noch schwächere Verrostung in 30 Tagen ergeben (0,0704). Hierfür wird aber ein äußerlicher Grund, die Bildung einer dicken Haut auf dem Wasser, als Ursache angesehen.

In gewissen Fällen ist ein sehr merklicher günstiger Einfluß des Kupferzusatzes zu bemerken, doch kommt das ganz darauf an, nach welchen Verfahren das Eisen hergestellt war.

Bei allen Eisenarten jedoch hat sich ein günstiger Einfluß der Kupferbeimengungen gegenüber der **Schwefelsäure** gezeigt.

Wie erheblich sich die Rostbildung bei der Einwirkung von verdünnter Schwefelsäure durch Kupferbeifügung verringern läßt, mögen folgende wenigen Zahlen zeigen:

Gewichtsabnahme.

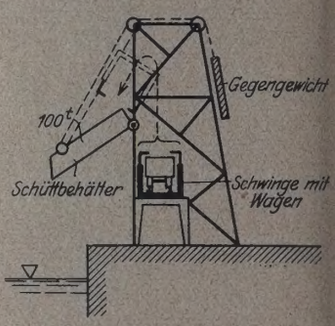
	Eisenart		
	Martineisen g	Thomaseisen g	Eisen im Roheisen-Erz-Verfahren gewonnen g
ohne Kupferzusatz	0,2068	0,6360	0,3072
0,15 vH. „ .	0,1341	0,2868	0,1603
0,35 vH. „ .	0,0811	0,1268	0,0780

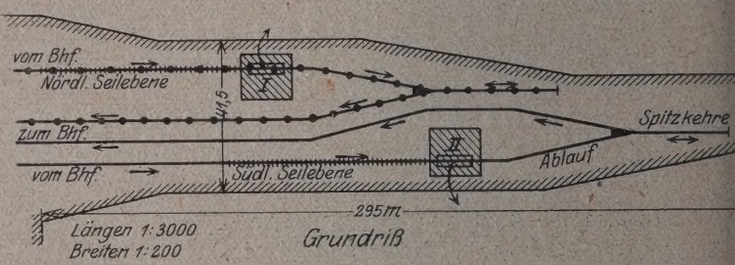
Man erkennt hieraus neben der günstigen Wirkung der Kupferbeimengung die sehr erheblichen Unterschiede in dem Verhalten der verschiedenen Eisenarten. Das Thomaseisen hat einen beträchtlichen Phosphorgehalt und dies ist als die Ursache der starken Schwefelsäureeinwirkung anzusehen. Man sieht aber auch, wie gerade bei dieser Eisenart in der Kupferbeifügung ein gutes Rostverzögerungsmittel gegeben ist.

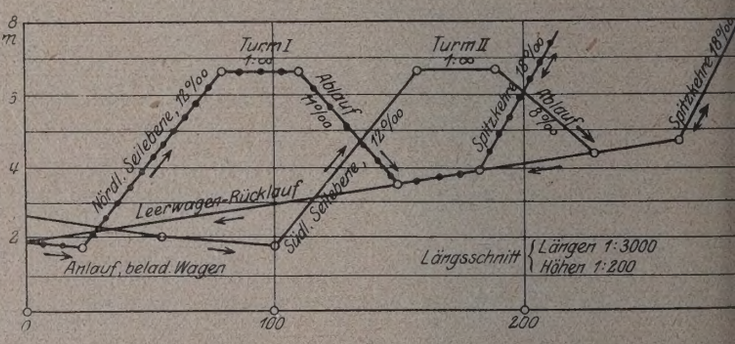
Kze.

Spitzkehren beim Verschieben von Wagen mittels Schwerkraft.

Mitte vorigen Jahres hat die Central Railroad of New Jersey in New Jersey Stadt eine Kaianlage für die Überladung von Kohlen fertiggestellt, bei der die Schwerkraft in besonders geschickter Weise ausgenützt worden ist, um die Kohlenwagen zu bewegen. Der Grundgedanke dabei, Wagen auf einer Seilebene hochzuziehen und sie auf Gefälle unter Zuhilfenahme von Spitzkehren in Gegenneigung selbständig ablaufen zu lassen, geht allerdings zurück auf die ersten Jahrzehnte des Eisenbahnwesens überhaupt und ist bei den alten Kohlen- und Steinbahnen mit Seilzug in England und Schottland oft angewendet worden. — Die Grundrißlage und die Neigungsverhältnisse der neuen Anlage gehen aus den beifolgenden Skizzen hervor. Vom anschließenden Verschiebebahnhof kommen die beladenen Kohlenwagen einzeln mit je einem Begleiter besetzt im Gefälle angelaufen, gelangen auf die Seilrampe von 120 ‰ Steigung und werden dort mittels eines unterm Gleise versenkt laufenden Seilwagens hochgedrückt, bis sie die Wagrechte im Aufzugsturm erreichen. Hier stehen sie in einer trogähnlichen Schwinge, gegen die sie nach allen Seiten durch Buffer und Greifarme festgelegt werden. Mit dieser Schwinge







zusammen werden sie dann hochgezogen und umgestürzt, wobei die Kohlen in den Schüttbehälter von 100 t Fassungsvermögen gelangen. Nach seiner Rückkehr in die ursprüngliche Lage wird der leere Wagen durch den nächsten, inzwischen über die Seilrampe heraufgekommenen, beladenen Wagen vorwärts gestoßen, rollt über die Ablauframpe von 100 ‰ bzw. 80 ‰ hinab, kehrt in der Spitzkehre von 18 ‰ selbsttätig um und läuft über das Rücklaufgleis mit 15 ‰ nach dem Verschiebebahnhof zurück.

Die Schwinge ist 15,3 m lang und je 4,6 m weit und hoch und gestattet, alle Arten von Wagen bis zu einem Gesamtgewicht von 120 t zu behandeln. Als Gegengewicht dienen zwei Betonkörper von je 25 t. Seilebene und Schwinge werden mit Dampf, die Schütteinrichtung mit Elektrizität betrieben. Die Tagesleistung für eine Sturzstelle beträgt 200 Wagen täglich. Der ganze Kai steht auf mit Kreosot getränkten Holzpfählen und hat eine durchgehende, armierte Betonplatte. Auch die gesamten Aufbauten, namentlich die Rampen mit Ausnahme der Hubtürme und Schütteinrichtungen, sind in Eisenbeton ausgeführt worden, weil sich dabei gegen Eisen rd 10 vH. Kostenersparnis ergab. — Die beiden Türme arbeiten vollkommen unabhängig voneinander. (Engineering News-Record 1920, Vol. 84, Nr. 16.)

Gl.

1435 mm — künftige Regelspur in Australien.

Bekanntlich herrscht in Australien eine große Verschiedenheit in den Spurweiten, die sich zwischen 1067 und 1600 mm bewegen, und zwar sind vertreten: 1600 mm mit 8270 km, 1435 mm mit 9450 km (Neusüdwales), 1067 mm mit 17460 km, < 1067 mm mit 240 km. Vor kurzem hat man sich auf einer Konferenz zwischen den australischen Bundesbahnen und den einzelstaatlichen Eisenbahnverwaltungen für 1435 mm als die künftige Regelspur entschieden. Im Jahre 1913 wurden die Kosten für die Vereinheitlichung der Spur auf 37 164 000 £ (rund ¾ Milliarden M) geschätzt. Seitdem ist das Netz aber beträchtlich gewachsen, und die Materialpreise sind auf etwa das Doppelte gestiegen, so daß die Kostendeckung den Einzelstaaten ernste Sorge macht. Es ist deshalb vorgeschlagen worden, daß der Staatenbund $^1/_5$ und die Einzelstaaten $^4/_5$ anteilig je nach der Bevölkerungszahl tragen sollen. — Neuerdings ist der Versuch im Gange, diese Schwierigkeiten durch Einlegen der 3. Schiene zu umgehen. Der Erfolg soll gut sein. Die allgemeine Durchführung dieser Maßregel würde noch nicht den 10. Teil obiger Summe kosten und nur etwa 1 ½ Jahre erfordern. (Railway Age 1920, Vol. 69, Nr. 12.) Gl.

Staudämme aus Erde.

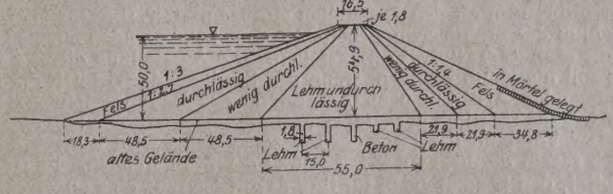
Im Anschluß an den „kurzen technischen Bericht" in Heft 23/1920 ds. Ztschr. über ein Staubecken mit Erddamm sollen nachstehend die Hauptangaben einer größeren Anzahl gleicher Anlagen in Amerika mitgeteilt werden (vgl. Engineering 1920, Nr. 2855/7).

Namen des Staudammes	Stauhöhe H	Damm-Querschnitt A	$\frac{A}{H^2}$	Höhe der Dammkrone über Stauspiegel	Stärke des Dammes				Sohlenstärke W	$\frac{W}{H}$
					in der Dammkrone	in Höhe des Stauspiegels	15 m unter Stauspiegel	30 m unter Stauspiegel		
	m	qm		m	m	m	m	m	m	
*Gatun	23,8	9230	16,3	9,1	30,5	121,2	448	—	607	25,5
*Big Meadows	19,5	2260	5,9	6,1	9,2	48,8	140	—	167	8,56
*Coquitlam	25,3	3600	5,6	4,6	12,2	44,2	159	—	214	8,48
*Cambria	25,0	2900	4,7	4,0	6,1	29,9	131	—	209	8,34
Ashokan	27,4	3290	4,4	6,1	10,4	34,2	122	—	198	7,23
Druid Lake	25,0	2600	4,2	1,5	18,3	27,4	119	—	178	7,10
San Andreas	24,4	2440	4,1	1,5	9,2	17,7	118	—	185	7,58
*Paddy Creek	36,6	5420	4,1	7,6	7,6	49,1	126	202	231	6,30
*Somerset	28,1	3090	3,9	4,0	7,6	23,8	115	—	188	6,67
San Leandro	19,8	1520	3,9	1,5	9,2	17,1	102	—	139	7,04
*Haiwee	22,9	2010	3,9	4,3	6,1	27,4	104	—	142	6,20
Croton	29,3	3110	3,6	7,3	9,2	38,4	103	—	161	5,50
Tabeaud	26,2	2460	3,6	2,4	6,1	18,3	105	—	169	6,44
*Necaxa, Mex.	50,0	8450	3,4	4,9	16,5	41,5	118	194	291	5,81
Cold Spring	27,0	2440	3,3	3,1	6,1	21,4	98	—	156	5,79
Belle Fourche	30,5	3080	3,3	4,6	6,1	19,8	87	200	200	6,56
Lahontan	34,2	3800	3,3	3,7	6,1	24,4	101	177	195	5,72
Santa Maria	25,9	2190	3,3	2,4	6,1	18,3	95	—	148	5,71
Pilarcitos	22,6	1640	3,2	1,5	9,2	17,1	88	—	127	5,61
Morris	27,4	2390	3,2	2,7	6,1	18,3	94	—	153	5,58
Borden Brook	19,5	1180	3,1	2,1	7,3	15,0	85	—	103	5,27
Honey Lake	27,4	2330	3,1	1,8	6,1	15,2	91	—	152	5,56
Goose Creek	41,9	5110	2,9	2,1	4,9	16,5	93	169	226	5,39

Bei den mit * versehenen Staudämmen sind die Dichtungsmassen im Kern eingeschlemmt, eingespült worden. Der amerikanische Berichterstatter faßt seine Untersuchungen über Zustand und Verhalten der eingebauten Massen und seine eignen Bauerfahrungen in folgende Leitsätze für Entwurf und Ausführung von Erddämmen zusammen:

Spülmassen für den Dichtungskern sollen möglichst frei sein von Bestandteilen unter 0,01 mm Korngröße. Feineres Material möchte beim Einbau ausgeschlemmt werden. Durch Bohrungen vergewissere man sich über den Zustand des Untergrundes. Die Dammassen außerhalb des Kernes bemesse man so stark, daß sie mit einer reichlichen Sicherheit dem Druck der als flüssig angenommenen Kernmassen widerstehen können. Die Füße der Böschungen stellt man zur Vergrößerung der Auflasten aus Felsmassen her. Verdichtung der Schüttmassen muß sorgfältig ausgeführt werden, weil davon die Standfestigkeit abhängt.

Den Querschnitt des Necaxa-Staudammes, des höchsten der oben aufgeführten, zeigt die folgende Abbildung.



WIRTSCHAFTLICHE MITTEILUNGEN.

Entschließung
des Vorstandes des Deutschen Beton-Vereins (E.-V.) vom 27. Januar 1921.

Betr. Ausbildung der Studierenden des Bauingenieurwesens an den Deutschen Technischen Hochschulen.

Die Frage der Ausbildung der Studierenden des Bauingenieurwesens auf den Technischen Hochschulen ist in letzter Zeit hauptsächlich von seiten der Hochschulprofessoren in Fachzeitschriften vielfach öffentlich erörtert worden. Der Vorstand des Deutschen Beton-Vereins ist der Auffassung, daß auch die Bauindustrie, der in der heutigen Zeit in erster Linie die Beschäftigung und weitere Ausbildung der jungen Diplomingenieure nach dem Verlassen der Hochschule obliegt, dazu berufen ist, ihre Wünsche und Vorschläge für die Ausbildung der Studierenden des Bauingenieurwesens auf den Technischen Hochschulen zum Ausdruck zu bringen. Der Vorstand des Deutschen Beton-Vereins hat zur Bearbeitung aller hiermit im Zusammenhang stehenden Fragen einen besonderen Ausschuß eingesetzt, dem die Herren:

Wilhelm Baresel, i. Firma C. Baresel, Stuttgart, als Obmann,

Direktor Ernst Dyckerhoff, i. Firma Dyckerhoff & Widmann A.-G., Biebrich a. Rh.,

Generaldirektor Dr.-Ing. M. Koenen, i. Firma Akt.-Ges. für Beton- und Monierbau, Berlin W 9,

Generaldirektor Otto Meyer, i. Firma Wayss & Freytag A.-G., Neustadt a. d. Haardt und
Regierungsbaumeister Dr.-Ing. W. Petry, Direktor des Deutschen Beton-Vereins, Obercassel (Siegkreis)
angehören.

Ferner hat an den Ausschußberatungen das beratende Mitglied des Deutschen Beton-Vereins, Herr Dr.-Ing. e. h. Emil Mörsch, ordentlicher Professor an der Technischen Hochschule Stuttgart, teilgenommen.

Nach Prüfung der von dem Ausschuß gemachten Vorschläge hat der Vorstand des Deutschen Beton-Vereins beschlossen, bezüglich der Ausbildung der Studierenden des Bauingenieurwesens an den Technischen Hochschulen folgende Forderungen zu erheben:

1. Praktische Tätigkeit.

Der Vorstand des Deutschen Beton-Vereins ist einstimmig der Ansicht, daß von den Studierenden des Bauingenieurwesens ebenso wie von den Studierenden anderer Fachabteilungen eine praktische handwerksmäßige Tätigkeit verlangt werden muß. Mit Rücksicht auf die heutige wirtschaftliche Notlage der Studierenden soll diese praktische Arbeitszeit so bemessen sein, daß durch ihre Ableistung keine wesentliche Verlängerung der Studienzeit eintritt. Da die Reifeprüfungen an den höheren Lehranstalten wohl in den meisten Gegenden Deutschlands im Frühjahr abgelegt werden, die Technischen Hochschulen den Beginn des Studiums auf den Herbst verlegt haben, wird vorgeschlagen, eine fünfmonatliche praktische Tätigkeit von den Studierenden in dem Sommersemester, das dem Beginn des eigentlichen Studiums vorhergeht, zu fordern. Die praktische Tätigkeit kann auch zum Teil in den großen Ferien abgeleistet werden. Dies wird im besonderen für die Absolventen des humanistischen Gymnasiums in Frage kommen, wenn die Technischen Hochschulen dazu übergehen, für diese im Sommersemester vor dem eigentlichen Studienbeginn besondere Vorkurse in Mathematik, Chemie, Physik usw. einzurichten, um sie zunächst für den Besuch der Technischen Hochschule reif zu machen. Jedenfalls muß die praktische Tätigkeit bis zur Vorprüfung abgeleistet sein, und der Nachweis über die erfolgte praktische Tätigkeit muß Vorbedingung sein für die Zulassung zur Diplom-Vorprüfung.

Der Deutsche Beton-Verein wird dafür eintreten, daß die ihm angeschlossenen Mitgliedsfirmen jeweils die in Frage kommende Anzahl von Studierenden auf Baustellen praktisch beschäftigen. Zu diesem Zweck ist beabsichtigt, daß vom Deutschen Beton-Verein eine Art Arbeitsnachweis eingerichtet wird in der Weise, daß den Technischen Hochschulen in gewissen Zeitabständen mitgeteilt wird, wieviel Studierende bei den einzelnen Firmen in den verschiedenen Gegenden Deutschlands beschäftigt werden können. Über die Einzelheiten der Ausgestaltung dieses Arbeitsnachweises wird der Vorstand des Deutschen Beton-Vereins nach Anhörung seines Ausschusses beraten und geeignete Vorschläge machen.

Fernerhin wird der Vorstand des Deutschen Beton-Vereins durch seinen Ausschuß Richtlinien für die praktische Beschäftigung der Studierenden aufstellen lassen, an die sich alle beteiligten Mitgliedsfirmen des Vereins zu halten haben. Als oberster Grundsatz soll gelten, daß die praktische Tätigkeit eine rein handwerksmäßige sein muß. Der Studierende soll mit Zimmerarbeiten, Maurerarbeiten, Eisenflechtarbeiten, Betonbereitungs- und Betonierungsarbeiten, mit Erdgewinnungs- und Förderungsarbeiten betraut werden, außerdem soll er die Baumaschinenbedienung, Reparaturarbeiten, Werkstättenbetrieb, Schlosserarbeiten und dergl. durch praktische Tätigkeit kennen lernen. Die Studierenden müssen wie jeder andere Arbeiter in den Arbeitskolonnen unter Aufsicht des Poliers mitarbeiten und sich in die Arbeitsordnungen an den Baustellen einfügen. Der Unternehmer hat am Schluß der praktischen Arbeitszeit dem Studierenden ein Zeugnis über die erfolgte Tätigkeit auszustellen. Die Ausstellung dieses Zeugnisses soll nur dann erfolgen, wenn der Studierende wirklich die ihm zukommenden Arbeiten nach Anordnung des Bauunternehmers und seiner Organe sämtlich ausgeführt hat.

Der Vorstand des Deutschen Beton-Vereins wird weiterhin einheitlich regeln die Frage der Bezahlung der Studierenden. Es ist beabsichtigt, den Studierenden für ihre Arbeitsleistung eine angemessene Vergütung zu gewähren, die natürlich nicht dem Lohne der Arbeiter gleichkommen kann, die aber anderseits so bemessen sein soll, daß der Studierende darin eine angemessene Beihilfe für seine Ausgaben findet. Der Vorstand des Deutschen Beton-Vereins hofft, daß, wenn die Studierenden auf diese Weise anständig bezahlt werden, sie schon aus wirtschaftlichen Gründen auch späterhin die großen Ferien zu praktischer Arbeitszeit benutzen und die Gesamtdauer der praktischen Tätigkeit auf diese Weise verlängern.

2. Gabelung des Studiums.

Der Vorstand des Deutschen Beton-Vereins spricht sich mit Entschiedenheit gegen die von verschiedenen Seiten angeregte Gabelung des Studiums in den höheren Semestern nach Spezialrichtungen und gegen einen Ersatz der Pflichtfächer durch Wahlfächer in der Hauptprüfung aus. Der Vorstand des Deutschen Beton-Vereins ist der Ansicht, daß diese Gabelung in der jetzigen Zeit für alle Beteiligten nur Nachteile hat. Die jungen Diplomingenieure werden nach dem Verlassen der Hochschulen sehr bald im Ausland und zum größten Teil in der Industrie Unterkommen suchen müssen und können sich heute nicht mehr wie früher nach Belieben eine wohlgeordnete Staatsbauverwaltung aussuchen. Die Gabelung hindert also in der jetzigen Zeit die jungen Diplomingenieure in ihrem Fortkommen, da sie sich alsdann nur um eine beschränkte Zahl von Stellen ihrer speziellen Fachrichtung bewerben können. Der unglückliche Ausgang des Krieges hat hier andere Verhältnisse geschaffen, als sie in den letzten Friedensjahren vorhanden waren. Damals wäre dem Studierenden die Gabelung des Studiums weniger schädlich gewesen, der Industrie aber wäre damals, ebenso wenig wie heute, ein Dienst damit erwiesen worden.

Selbst die Eisenbahnverwaltungen brauchen Ingenieure, die in Wasserbau und Brückenbau ausgebildet sind. Für den Eisenbahnbau, Wasserbau, städtischen Tiefbau ist zweifellos eine gute praktische Tätigkeit und eine allgemeine Ausbildung der einseitigen Weiterbildung auf der Hochschule vorzuziehen.

Die Betonindustrie im besonderen hat kein Interesse an einer Gabelung des Studiums nach Spezialrichtungen. Die spezielle Fachausbildung muß der Praxis überlassen werden, und die Hochschule muß ihre Aufgabe darin erblicken, eine gute allgemeine Grundlage für die spätere Berufstätigkeit zu schaffen. Die Betonbauunternehmungen sind auf allen Gebieten des Bauingenieurwesens tätig und ihre Ingenieure müssen mit Sachkenntnis mit Eisenbahndirektionen, Wasserbauämtern, städtischen Tiefbauämtern und dergl. verhandeln können. Je mehr Sachkenntnis sie in allen diesen Gebieten besitzen, um so mehr Vertrauen wird ihnen geschenkt. Dies ist für die Studierenden außerordentlich wichtig. 75 vH aller Studierenden werden nach fünf- oder sechssemestrigem Studium noch gar nicht in der Lage sein, sich für eine bestimmte Fachrichtung zu entscheiden. Zufälligkeiten oder die Person des Lehrers werden sie nach der einen oder anderen Richtung treiben.

Der Vorstand des Deutschen Beton-Vereins fordert also ein allgemeines, das ganze Gebiet umfassendes Studium, nicht aber eine Gabelung des Studiums in Spezialfachrichtungen. Er spricht sich daher auch gegen einen Ersatz von Pflichtfächern in der Hauptprüfung durch Wahlfächer aus. Ganz abgesehen von der allgemeinen Bedeutung der Weglassung von Pflichtfächern könnte dieses Verfahren, selbst wenn den Bauingenieurabteilungen die Entscheidung über die von den Studierenden gewünschten Wahlfächer vorbehalten bleibt, in einzelnen Fällen leicht zu Unzuträglichkeiten führen.

3. Studienplan. Einzelne Fächer.

Der Vorstand des Deutschen Beton-Vereins hält es nicht für seine Aufgabe, in die Anordnung und Ausgestaltung der Studienpläne für die Ausbildung der Studierenden des Bauingenieurwesens einzugreifen. Er benutzt aber die Gelegenheit, um über diesen Gegenstand einige Vorschläge zu machen, die vom Standpunkt der Praxis und im Interesse einer möglichst vollkommenen Berufsausbildung ihm beachtlich erscheinen.

a) Mathematik, Technische Mechanik, Vermessungswesen, Physik, Chemie, Geologie, Maschinenkunde.

Als Grundsatz muß gelten, daß die Vorlesungen über diese Fächer und die dazugehörigen Übungen auf die Bedürfnisse des Bauingenieurs zugeschnitten werden. Bei der Unterrichtung der Studierenden in diesen Fächern muß der Gedanke vorherrschen, daß die Studierenden Bauingenieure, nicht aber Mathematiker, Chemiker oder Maschinenbauer werden sollen.

Vermessungswesen: Hier muß der Studierende die Instrumente beherrschen, die zum Vermessen und zur Planung gebraucht werden, also Theodolit, Nivellierinstrument und Tachymeter. Die höhere Geodäsie ist Sache der Vermessungsingenieure. Für den Bauingenieur kommt sie nicht in Frage.

Chemie: Der Studierende des Bauingenieurwesens muß vor allem die technische Chemie kennenlernen, also diejenige der Bindemittel, Mörtel und dergl. sowie der auf Bauwerke und Bauteile unter Umständen schädlich einwirkenden Stoffe, ferner Untersuchungen von Brauch- und Abwässern und dergl. Schulchemie kommt für den Studierenden des Bauingenieurwesens nicht in Frage.

Maschinenkunde: Hier muß ganz besonders vermieden werden, daß die Bauingenieure zu Maschinenbauern gemacht werden sollen. An vielen Hochschulen ist noch heute die Bezeichnung „Maschinenelemente" als Lehr- und Prüfungsfach für Bauingenieure üblich. Die Bezeichnung soll durch „Maschinenkunde", besser vielleicht noch „Baumaschinenkunde" ersetzt werden. Es ist nicht nötig, daß der Studierende des Bauingenieurwesens die Elemente des Maschinenbaues, Keile, Zahn- und Kegelräder und dergl., berechnen kann, was heute meist auf den Hochschulen noch von ihm verlangt wird. Dagegen ist es dringend erforderlich, daß er die in seinem Fach vorkommenden Maschinen gründlich kennen lernt, bei Betriebsstockungen eingreifen und Reparaturen anordnen kann. Die praktische Maschinenkunde ist also für den Bauingenieur von ungleich höherer Bedeutung als die Lehre von den Maschinenelementen.

b) Baukonstruktionslehre.

Der Baukonstruktionslehre ist großer Wert beizumessen. Sie muß den ganzen Hochbau umfassen, denn nicht nur der Baubeamte, sondern auch der Eisenbetoningenieur muß hier genau Bescheid wissen. Der

---

Vgl. hierzu die Mitteilungen im Bericht über die diesjährige Hauptversammlung des Deutschen Betonvereins in diesem Hefte, Seite 159—61.

erstere muß Hochbauten projektieren oder zum mindesten ausführen oder beaufsichtigen, und der letztere muß nicht nur imstande sein, ganze Hochbauten aus Eisenbeton unter Umständen schlüsselfertig zu entwerfen und auszuführen, sondern er muß meist die von dem Architekten gefertigten Hochbauprojekte ganz oder teilweise in Eisenbeton umändern. Dieser Aufgabe ist er nur gewachsen, wenn er ebensogut Bescheid weiß wie der Architekt. Die Baukonstruktionslehre muß also mehr als seither zum Ingenieurfach ausgebildet und in den Übungen muß den Studierenden Gelegenheit zum selbstständigen Entwerfen und Konstruieren gegeben werden.

c) Baustofflehre.

Auch in der Baustoffkunde kann nicht genug getan werden. Den Vorlesungen sollten Übungen in den mit den Hochschulen verbundenen Materialprüfungsanstalten angegliedert werden, in denen die Studierenden die Versuche durchführen lernen, die sie später in der Praxis beherrschen müssen.

d) Rechtswissenschaft, Volkswirtschaftslehre.

Der Vorstand des Deutschen Beton-Vereins ist der Ansicht, daß den Wirtschaftswissenschaften bei der Ausbildung der Studierenden des Bauingenieurwesens große Bedeutung zukommt. Die engen Zusammenhänge zwischen Technik und Volkswirtschaft sind den Studierenden klar zu machen. Als Lehrfächer kommen in Frage: Rechtskunde, Volkswirtschaftslehre, Verwaltungswesen, Schiedsgerichts- und Verdingungswesen, Sozial- und Handelswissenschaften, Bankwesen, Arbeitsverhältnisse usw. Die Vorlesungen sollten mit einem Seminar verbunden werden, in dem bestimmte Aufgaben gestellt, erörtert und die Studierenden im Gebrauch der freien Rede geübt werden. Es erscheint angezeigt, die Prüfung in den Wirtschaftswissenschaften nicht in der Vorprüfung, sondern erst in der Hauptprüfung vorzunehmen, weil zum Verständnis dieser Fächer ein reiferes Lebensalter vorausgesetzt werden muß.

e) Stein-, Beton- und Eisenbetonbau.

Der Vorstand des Deutschen Beton-Vereins ist der Ansicht, daß das Fach Stein-, Beton- und Eisenbetonbau ebenso wie der Eisenbau Pflichtfach der Diplomprüfung sein muß. Er zieht diese eindeutige Fassung dem an manchen Hochschulen gebräuchlichen Ausdruck „Massivbau" vor.

Der Vorstand des Deutschen Beton-Vereins (E. V.)
gez. Dr.-Ing. e. h. Alfred Hüser, Vorsitzender.
Der Direktor des Deutschen Beton-Vereins (E. V.)
gez. Dr.-Ing. W. Petry.

Ausstellung für Wasserstraßen- und Energiewirtschaft München 1921.

Bayerns Volkswirtschaft hat unter der verkehrsgeographischen Lage sowie unter der Kohlenarmut des Landes zu leiden. Mit wachsendem Nachdruck wird daher auf die Bedeutung des Großschiffahrtsweges Rhein-Main-Donau hingewiesen und dessen baldiger Ausbau nach den Plänen des Main-Donau-Stromverbandes gefordert. Die Verwirklichung dieser Pläne rückt Bayern in den Mittelpunkt des europäischen Wasserstraßenverkehrs und beseitigt die Transportnot; Bayern wird eine Brücke nach dem südöstlichen Europa, insbesondere nach dem Balkan. Eine Wiederaufrichtung des bayerischen Wirtschaftslebens erfordert ferner dringend die restlose Ausnützung der vorhandenen Naturkräfte. Angesichts der Kohlenkrise müssen die wirtschaftlichen Kräfte des Landes durch eine großangelegte Energiewirtschaft zusammengefaßt und für die Allgemeinheit nutzbar gemacht werden.

Ausbau der Wasserstraßen und Wasserkräfte, Verteilung der elektrischen Arbeit über das ganze Land und Einführung einer rationellen Wärmewirtschaft sind Forderungen des Tages.

Der Main-Donau-Stromverband wird in Verbindung mit dem Bayerischen Energiewirtschaftsverband, der Bayerischen Landeskohlenstelle und einer Reihe mit der Wasserstraßen- und Energiewirtschaft in unmittelbarem und mittelbarem Zusammenhang stehenden Behörden und Verbänden die vorstehend angedeuteten Probleme und deren umfassende Lösung dem ganzen Volk durch eine im Monat Juni 1921 in München stattfindende Ausstellung vor Augen führen. Belehrende Vorträge und Führungen, Filmaufnahmen und Lichtbilder aus den Gebieten der Technik und Schiffahrt sollen alle diese weitschauenden Pläne zum geistigen Eigentum der Allgemeinheit machen helfen.

Durch die Angliederung einer besonderen Abteilung soll Industrien, welche mit den Grundlinien der Ausstellung in sachlichem Zusammenhang stehen, Gelegenheit gegeben werden, ihre Erzeugnisse den Fachleuten, wie der Allgemeinheit vorzuführen. Es soll dabei nicht wahllos eine bunte Sammlung von Industrie- und Gewerbeerzeugnissen Platz greifen, sondern durch strenge Sichtung möglichst nur Hervorragendes und Gutes zugelassen werden. Die einschlägigen Industrien werden eingeladen, ihre Anmeldung auf Grund der angeführten Bestimmungen an die Geschäftsstelle der Ausstellung der Wasserstraßen- und Energiewirtschaft München, München, Theresienhöhe 4 a zu Händen des Herrn Rat Wilhelm Gradmann (Telephon 53 105) baldmöglichst einzusenden. B.

PATENTBERICHT.

Wegen der Vorbemerkung (Erläuterung der nachstehenden Angaben) s. Heft 1 vom 15. Januar 1921, S. 30.

Bekanntgemachte Anmeldungen.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 20. Jan. 1921.

Kl. 20 h, Gr. 7. St 33 145. Johann Stahl, Berlin-Tempelhof, Blumenthalstr. 15/16. Wagenschieber für Eisenbahnwagen. 27. IV. 20.

Kl. 37 e, Gr. 9. R 47 178. Rudolf Scherler, Lefèvrestr. 14, und Carl Richter, Homuthstr. 8, Berlin-Friedenau. In Schalungsgerüste für Guß- und Stampfbetonwände, Decken oder andere Bauteile einsetzbare Formen aus Papier. 17. II. 20.

Kl. 80 b, Gr. 8. C 23 836. Chemische Fabrik Goldschmieden H. Bergius & Co., Goldschmieden bei Breslau. Verfahren zur Herstellung hochfeuerfester, poröser, mechanisch widerstandsfähiger Körper aus fein gemahlener Tonerde. 5. IX. 13.

Kl. 85 b, Gr. 1. M 68 068. Paul Martiny, Dresden, Eisenstuckstr. 44. Verfahren zur Entfernung des Sauerstoffs aus Wasser. 20. I. 20.

Kl. 85 c, Gr. 6. K 71 481. August Kanderske, Essen, Brauerstr. 13. Vorrichtung zum schichtenweisen Ablassen des Klärbeckens oder Klärbrunnens. 27. XII. 19.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 24. Jan. 1921.

Kl. 20 i, Gr. 40. A 33 846. Allgemeine Elektrizitätsgesellschaft. Signalflügelkupplung. 24. VII. 20.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 27. Jan. 1921.

Kl. 10 a, Gr. 17. Sch 57 282. Wilhelm Schöndeling, Düsseldorf, Humboldtstr. 46. Vorrichtung zum Löschen, Verladen und Aufstapeln von Koks; Zus. z. Pat. 298 102. 10. I. 20.

Kl. 20 i, Gr. 35. R 48 915. James Bernard Regan, New York; Vertr.: R. H. Korn, Pat.-Anw., Berlin SW 11. Zugkontrollsystem. 28. XI. 19.

Kl. 42 a, Gr. 19. M 68 219. Karl Müller, Zürich, Schweiz; Vertr.: Dipl.-Ing. Dr. C. Landeskroener, Pat.-Anw., Dresden. Schraffiervorrichtung an Reißschienen mit Schalttaster. 5. II. 20. Schweiz 3. III. 19.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 31. Jan. 1921.

Kl. 20 k, Gr. 1. K 71 041. Moritz Kroll, Pilsen, Böhmen; Vertr.: Franz Haßmann, Charlottenburg, Osnabrücker Str. 23. Elektrische Hängebahn, deren Laufkatzen mit einem Abstandsseil gekuppelt sind. 24. XI. 19.

Kl. 37 b, Gr. 1. A 33 508. Arno Anke, Mannheim-Waldhof, Am Grünen Haag 16. Baustein mit mehreren im Querschnitt nebeneinanderliegenden Hohlräumen. 31. V. 20.

Kl. 37 b, Gr. 3. B 90 849. Breest & Co., Berlin. Stoßkonstruktion für die aus T-Eisen bestehenden Gurtstäbe in den Knotenpunkten von Gitterträgern. 18. IX. 19.

Kl. 37 b, Gr. 5. F 46 012. Dipl.-Ing. Max Fiebig, Breslau, Lehmgrubenstr. 3. Ringdübel für Holzverbände. 9. I. 20.

Kl. 37 b, Gr. 5. Sch 56 765. Arthur Schmidt, Guxhagen, Kr. Melsungen. Holzverbindung mittels Rohrdübels. 11. XI. 19.

Kl. 42 c, Gr. 6. K 73037. Kreiselbau G. m. b. H., Berlin-Friedenau. Winkelmeßgerät. 14. V. 20.

Kl. 80 b, Gr. 8. L 47 075. P. Litwin & Co., Komm.-Ges., Berlin. Verfahren zur Herstellung hochfeuerfester Steine auf kaltem Wege. 28. VIII. 18.

Kl. 80 b, Gr. 13. B 88 409. Gustav de Bruyn, Köln-Ehrenfeld, Overbeckstr. 51. Falzwandplatte aus einem mit Gips ummantelten Lehmkern. 6. II. 19.

Kl. 80 b, Gr. 25. D 38 111. Dr.-Ing. Karl Dammann, Essen, Ruhr, Johannastr. 17. Verfahren zur Herstellung einer wasserdichten Schutzdeckenmasse; Zus. z. Anm. D 34 416. 5. VIII. 20.

Kl. 85 c, Gr. 6. B 95 017. Karl Buschardt, Cuxhaven, Wernerstraße 4. Abwasserkläranlage mit zwischen Klär- und Schlammfaulraum liegendem Frischschlammraum; Zus. z. Pat. 326 762. 8. VII. 20.

B. Erteilte Patente.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 24. Jan. 1921.

Kl. 19 e, Gr. 1. 334 066. Orenstein & Koppel A.-G., Berlin. Verfahren und Bagger zum Ausheben von Gräben mit abgeböschten Wänden. 15. XI. 17. O 10 412.

Kl. 20 i, Gr. 3. 334 147. Eduard Römpler, Magdeburg, Kronprinzenstraße 14. Buchstabensignal zur Ausführung der Bremsprobe bei Eisenbahnzügen. 13. I. 20. R 49 273.

Kl. 20 i, Gr. 35. 334 016. Wilhelm Holdschmidt, Witten, Ruhr, Kesselstr. 6. Fernsignalvorrichtung für den Eisenbahnbetrieb. 27. XI. 19. H 79 119.

Kl. 37 a, Gr. 4. 334 078. Karl Hengerer, Stuttgart, Birkenwaldstraße 9. Verfahren zur Herstellung von Wänden, Decken und Dächern aus einem hölzernen Tragwerk und Kunstholzteilen. 5. XI. 18. H 75 542.

Kl. 37 b, Gr. 1. 334 158. Antoine Duffieur, Fontainebleau, Frankr.; Vertr.: Patent-Anwälte Dipl.-Ing. H. Caminer, Berlin W 62, u. Dipl.-Ing. K. Wentzel, Frankfurt a. M. Winkelförmiger Baustein. 23. IX. 19. D 36 434. Frankreich 4. XI. 18.

Kl. 37 b, Gr. 5. 334 201. Emil Schultz, Berlin-Schöneberg, Grunewaldstr. 15. Biegungsfeste Verbindung eines mehrteiligen Mastes, eines Pfahles oder eines ähnlichen Bauteiles. 7. II. 18. Sch 52 559.

Kl. 65 a, Gr. 58. 334 140. Siemens & Halske, Akt.-Ges., Siemensstadt b. Berlin. Prüfeinrichtung für Vorrichtungen zur elektrischen Kennzeichnung von Schiffahrtsstraßen. 21. XII. 18. S 49 380.

Kl. 80 b, Gr. 20. 334 230. Fritz Kliemchen, Schiepzig, Bez. Halle a. S. Verfahren z. Herstellung eines Baustoffs. 1. IV. 20. K 72 554.

Kl. 84 c, Gr. 4. 334 231. Karl Weber, Ulm a. D. Pulverramme mit einem Rammbärkolben in einem auf den Pfahl aufgesetzten Treibzylinder. 12. IV. 19. W 52 398.

Kl. 85 b, Gr. 1. 333 994. Hans Reisert G. m. b. H., Köln-Braunsfeld. Verfahren zur Reinigung von Wasser durch kohlensauren Baryt und Ätzkalk. 25. I. 18. R 45 452.

Kl. 85 b, Gr. 1. 334 181. L. & C. Steinmüller, Gummersbach, Rhld. Verfahren und Apparat zum Entfernen von gelöstem Sauerstoff aus Wasser. 28. III. 17. St 30 462.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 31. Jan. 1921.

Kl. 19 a, Gr. 28. 334 557. Stephan, Frölich & Klüpfel, Scharley O.-Schl. Verfahren und Vorrichtung zum Verrücken eines Gleises (Hauptgleises) mittels eines auf einem Hilfsgleise beweglichen, mit Druckstange ausgerüsteten Fahrzeuges. 22. VIII. 17. St 30 689.

Kl. 37 a, Gr. 2. 334 431. Dr.-Ing. Paul Müller, Dortmund, Knappenberger Str. 99. Decke aus hochkantig stehenden Holzbohlen oder Holzbrettern und Betondeckschicht. 2. IV. 19. M 65 264.

Kl. 37 b, Gr. 3. 334 305. Emil Schultz, Berlin-Schöneberg, Grunewaldstr. 15. Verfahren zur Versteifung von im Erdreich steckenden schadhaften Holzpfählen. 7. II. 18. Sch 52 558.

Kl. 37 b, Gr. 5. 334 474. Emil Pfeiffer, Stuttgart, Hasenbergsteige 35. Holzverbindungsmittel in der Form eines U-förmig gebogenen Bandeisens. 13. XI. 19. P 38 730.

Kl. 38 h, Gr. 2. 334 307. Hans Wiedemann, Berlin-Wilmersdorf, Pfalzburger Str. 7. Verfahren zur Wiedergewinnung der in imprägniertem Holz enthaltenen Konservierungsmittel. 16. XI. 19. W 53 856.

Kl. 80 b, Gr. 1. 334 512. Georges Schelcher, Straßburg, Els.; Vertr.: E. Kramer u. Dr. H. Hirsch, Pat.-Anwälte, Berlin NW 21. Verfahren zur Herstellung von gießfähigen, plastischen Mörteln. 25. VIII. 18. P 37 034.

BÜCHERBESPRECHUNGEN.

Der Brückenbau (nach Vorträgen usw.) von Dipl.-Ing. Dr.-Ing. h. c. Hofrat Prof. Joseph Melan. II. Bd. Steinerne Brücken und Brücken aus Beton und Eisen mit 358 Abb. im Text, zweite vermehrte Auflage. Leipzig-Wien, Franz Deuticke, 1920. Preis M 54,— zuzügl. Teuerungszuschlag (20 %).

Das Werk Melans über Brückenbauten hat bereits bei seinem ersten Erscheinen allseitige Zustimmung gefunden und sich allgemeine Anerkennung erworben. Das wird noch mehr von der neuen, um rd 70 Seiten erweiterten Auflage des zweiten jetzt vorliegenden Bandes gelten. Auf den hier behandelten Gebieten ist der Verfasser, namentlich, soweit Eisenbetonbrücken in Frage kommen, führend gewesen; viele neue und vorbildliche Konstruktionen und bedeutsame Bauausführungen sind seines Geistes Kinder. Und somit liegt hier ein Werk vor, daß aus den Bedürfnissen der Praxis und deren genauer Kenntnis heraus geschrieben ist und befruchtend auch auf die Praxis rückwirken wird. Zudem tragen aber auch die vielgestaltigen theoretischen Abschnitte des Werkes den Anforderungen der Berechnung und Formgebung massiver Brückenbauten Rechnung, wenn auch hier manche Methode, so namentlich die Berechnungsart von Dr. Max Ritter, wegen ihrer Einfachheit und Übersichtlichkeit noch hätte Aufnahme finden können. Es gibt wohl kaum eine Berechnungsart, die beim eingespannten, also 3fach statisch unbestimmten Gewölbe so schnell zum Ziele führt, wie diese. Die ausgewählten Beispiele sind anerkannt guten, mustergültigen Ausführungen entnommen; sie behandeln das ganze weitgedehnte hier in Frage kommende Gebiet in allen seinen Teilen mit den erforderlichen Einzelheiten. Gekürzt oder besser fortgelassen werden könnte bei einer späteren Auflage der Abschnitt über schiefe aus Haustein gebildete Brücken; auch dürften sich bei der Vorführung von Geländern und architektonischen Ausschmückungen der Brücken bessere neuzeitliche Beispiele, namentlich in Hinsicht auf Massenverteilung und Gesamtwirkung finden lassen, als sie zur Auswahl gelangt sind. — Das sind aber nur Nebensächlichkeiten, die den hervorragenden Wert des Melanschen Werkes in keiner Weise vermindern können; das Werk gehörte bisher schon zu den klassischen Büchern des Bauingenieurwesens und wird diese Stellung trotz so mancher anderen Erscheinungen der Neuzeit auf diesem Gebiete sich — namentlich durch die neue Auflage — weiter sichern. Es kann als vortreffliches Lehrbuch für das Selbststudium und als stets das Rechte weisender Ratgeber für die Praxis allen Fachgenossen nur auf das wärmste empfohlen werden. Der für die Jetztzeit — in deutscher Währung — sehr geringe Preis von nur 30 M, sowie die in jeder Hinsicht hervorragende Ausstattung des Werkes werden seine allgemeine Verbreitung sicherlich erheblich fördern. M. F.

Tonindustrie-Kalender in 2 Teilen 1921. geb. M 8,50 ohne Zuschlag. Berlin, Verlag Tonind.-Ztg.

Der Kalender enthält in Teil I ein normales Kalendarium, in das neben wenigen Merkzahlzusammenstellungen eine Anzahl Anzeigen eingefügt sind. Die Ausstattung ist gut, für Notizen ist an den einzelnen Tagen recht ausreichender Raum gelassen.

Teil II hat vorwiegend in Verbindung mit Anzeigen als Bezugsnachweise zu dienen. Von dem 266 Seiten betragenden Umfange nehmen kleine Aufsätze nur 17 Seiten ein. Unter ihnen ist eine Zusammenstellung bemerkenswert, die häufiger vorkommende, aber nicht allgemein bekannten Worte und Stoffe kurz erläutert. Vielen wird diese gute Zusammenstellung, die sich noch erheblich ausdehnen, an manchen Stellen auch verbessern läßt, nicht unwillkommen sein. Bei dem verhältnismäßig niedrigen Preise des Kalenders wird er seinen alten Freunden willkommen sein und sich neue erwerben. M. F.

„Die Preßluft." Zeitschrift für das Gesamtgebiet der Preßluft-Erzeugung und -Verwertung. Herausgegeben von der Frankfurter Maschinenbau A.-G. — Preis für das Vierteljahr bei Postbezug M 6.—; direkte Zusendung an Interessenten kostenfrei. B.

Zehn Jahre Portlandzementprüfung. (Sammlung techn. Forschungsergebnisse. 7. Band.) Mitgeteilt von Oberbaurat Prof. August Hanisch. Mit 18 Abb. Leipzig, Arthur Selig. Preis M 5,—.

Das kleine, 31 Seiten umfassende Heftchen — also kein „Band", wie es sich nennt — enthält Versuchsergebnisse des Verfassers mit österr. Portlandzement aus den Jahren 1906—1909 und 1911—1918. Die gegebenen Versuchswerte beziehen sich auf Abbindeverhältnisse, Litergewicht, spezifisches Gewicht, Siebrückstand, Wasserzusatz zum Mörtel 1 : 3, die Festigkeitsverhältnisse und die Volumbeständigkeit. An die Ergebnisse schließt sich ein Vergleich der Eigenschaften der Portlandzemente während 10 Jahre an; verglichen werden: Abbindeverhältnisse, Gewichte, Siebrückstände und die Festigkeitszahlen. Die Einzelvergleichsergebnisse sind in graphischen Tabellen einfach und übersichtlich zusammengefaßt. In einer kurzen Schlußbemerkung weist der Verfasser darauf hin, daß von den geprüften 45 Zementen 16 als „hochwertig" im Sinne der Bezeichnung des österreichischen Architekten- und Ingenieur-Vereins anzusprechen oder, wie besser gesagt, Zemente mit hoher Anfangsfestigkeit sind.

Mitgeteilt sind in der Einleitung auch die Veränderungen, die im Laufe der Prüfungszeit die österreichischen Normen für Portlandzementprüfung erfahren haben, also u. a. auch die im Jahre 1919 erlassenen neusten Bestimmungen, denen zufolge die Druckfestigkeit der Probekörper bei Wasserlagerung nach 7 Tagen $\geq$ 150, nach 28 Tagen $\geq$ 250 kg/qcm, in letzterem Falle nach gemischter Lagerung $\geq$ 300 kg/qcm betragen soll.

Der Sonderfachmann wird in dem Heftchen, namentlich in den Vergleichszahlen, viel Wertvolles finden. M. F.

Für die Schriftleitung verantwortlich: Geheimrat Dr.-Ing. E. h. M. Foerster, Dresden. — Verlag von Julius Springer in Berlin W.
Druck von H. S. Hermann & Co., Berlin SW 19, Beuthstrasse 8.

DER BAUINGENIEUR

2. Jahrgang | 15. April 1921 | Heft 7

DER WETTBEWERB ZUR SCHIFFBARMACHUNG DES OBERRHEINS VON BASEL BIS KONSTANZ.

Von Dr.-Ing. G. de Thierry, Geh. Baurat, Professor a. d. Technischen Hochschule Charlottenburg.

Die Ablieferung der Entwürfe zu dem Wettbewerb zur Schiffbarmachung des Oberrheins von Basel bis Konstanz, der von den drei Schiffahrtsverbänden in Konstanz, Basel und St. Gallen im Jahre 1913 ausgeschrieben worden war, mußte, infolge des Weltkrieges, von dem zunächst auf den 10. Dezember 1914 in Aussicht genommenen Termin hinausgeschoben werden und war dann auf den 1. Juli 1920 festgesetzt worden.

Es waren zu diesem Termin 8 Entwürfe eingegangen, und zwar 4 aus Deutschland, 3 aus der Schweiz und 1 aus Frankreich. Das Preisgericht bestand: aus dem Oberbaurat Kupferschmid von der badischen Oberdirektion des Wasser- und Straßenbaues, dem Geh. Baurat Degener von der Rheinbauverwaltung in Koblenz, dem Dr. Miesche, Direktor des Gas- und Wasserwerks in Basel und dem Professor Narutowicz von der Eidgen. Technischen Hochschule in Zürich. Diese Herren wählten als Obmann den Hoofdingenieur-Directeur Jolles von dem niederländischen Rijks Waterstaat. Dieses Preisgericht fällte am 13. August 1920 sein Urteil. Von den eingereichten 8 Entwürfen mußten 2 ausgeschieden werden, weil sie den Bedingungen der Ausschreibung nicht entsprachen. Von den verbleibenden Entwürfen wurden drei mit Preisen ausgezeichnet und ein Entwurf zum Ankauf empfohlen.

Mit dem ersten Preise ausgezeichnet wurde der Entwurf mit dem Kennwort :„Freier Rhein" von der Buß Aktien-Gesellschaft in Basel in Verbindung mit der Grün & Bilfinger Aktien-Gesellschaft in Mannheim; den zweiten Preis erhielt der Entwurf mit dem Kennwort: „Flotte Fahrt" von der Grün & Bilfinger Aktien-Gesellschaft in Mannheim in Verbindung mit der Buß Aktien-Gesellschaft in Basel.

Der dritte Preis wurde dem Entwurf mit dem Kennwort „Viribus unitis" zuerkannt von der Aktien-Gesellschaft der Maschinenfabriken Escher, Wyß & Cie. in Zürich, Ingenieurbüro Kürsteiner, Zürich; Locher & Cie., Zürich, Dr.-Ing. H. Bertschinger, Zürich; Löhle & Kern Aktiengesellschaft für Eisenbau mit Professor Rohn, Zürich; Gesellschaft der L. von Rolfschen Eisenwerke, Gießerei Bern, Aktiengesellschaft der Maschinenfabrik von Theodor Bell & Cie., Kriens, und der Maschinenfabrik Oerlikon, Oerlikon; in den nachstehenden Ausführungen wird dieser Entwurf als derjenige des Schweizer Konsortiums bezeichnet. Zum Ankauf empfohlen wurde der Entwurf mit dem Kennwort: „Vom Fels zum Meer".

I. Die Bedingungen des Wettbewerbs.

Nach den Bedingungen des Preisausschreibens sollten Entwürfe aufgestellt werden für die Schiffbarmachung des Rheins von der Birs bei Basel bis in den Bodensee. Bei jedem Wasserstand unter 3 m Basler Pegel, entsprechend einer Wasserführung von 2500 cbm/sek, sollte die Wasserstraße zu Berg und zu Tal von mit Dampfern geschleppten Kähnen von 75 m größter Länge, 11 m größter Breite und einem größten Tiefgang von 2 m befahren werden können. Die angegebenen Abmessungen entsprechen einem Regelkahn von 1000 t Tragfähigkeit, genügen aber auch für einen 1200 t Kahn. Da die Abmessungen der Schleusen mit 100 m nutzbarer Länge, 12 m Breite in den Häuptern und der Kammer festgesetzt waren, ging aus den Bedingungen hervor, daß die Schleusen zur Aufnahme des Schleppers mit einem Kahn ausreichen sollten. Außer der hierfür ausreichenden Fahrwasserbreite, welche in Kanälen, die gleichzeitig der Schiffahrt und den Kraftwerken dienen, mindestens 35 m zu betragen hätte, war hinsichtlich von Häfen nur gefordert, daß ein Zufluchtshafen zwischen Basel und Schaffhausen vorzusehen sei, dagegen wies die Bedingung, das Fahrwasser so zu führen, daß an einer ganzen Anzahl von Ortschaften die Ufer bestrichen würden darauf hin, daß an diesen Stellen ein Umschlagsverkehr ermöglicht werden sollte. Auf eine möglichst weitgehende Schonung der Schönheiten des Landschaftsbildes und der schon vorhandenen Wasserkraftwerke sollte Bedacht genommen werden, dabei aber die noch verfügbaren Wasserkräfte möglichst zweckmäßig und vollständig ausgenutzt werden. In den Schiffahrtskanälen sollte bei den Wasserständen unter 3,0 m am Basler Pegel eine Wassergeschwindigkeit von 1 m/sek nicht überschritten werden, die anzulegenden Wehre durften den Hochwasserabfluß und den Eisgang nicht hindern. Die lichte Durchfahrtshöhe der Brücken und anderer Überbauten wurde zu 6 m und bei Bogenbrücken eine Mindestbreite von 10 m über dem höchsten schiffbaren Wasserstand festgesetzt. Für die Schiffahrtsöffnungen der festen Brücken im offenen Fluß wurde eine nutzbare Breite von mindestens 40 m vorgeschrieben, in Krümmungen und starker Strömung sollte eine entsprechende Erweiterung eintreten. Die Bedienung der Wehre und Schleusen sollte sowohl mit elektrischem wie auch mit Handbetrieb erfolgen. Die Bedingungen der Ausschreibung enthielten keinen Hinweis auf eine in den Entwürfen vorzusehende Erbauung einer zweiten Schleuse bei den einzelnen Staustufen, falls die Verkehrsentwicklung eine Steigerung der Leistung der Wasserstraßen erfordern sollte. Zur Zeit als die Ausschreibung erfolgte, war nicht vorauszusehen, wie dringlich der Ausbau der Wasserkräfte werden würde, um dem jetzt und wohl noch jahrelang herrschenden allgemeinen Kohlenmangel abzuhelfen. Darauf ist es wohl zurückzuführen, daß die Bedingungen vorschrieben, daß dem Rheinfall nur das für den Schiffahrtsbetrieb erforderliche Wasser entzogen werden dürfe. Das Programm schrieb ferner vor, daß eine Regulierung der Abflußverhältnisse des Bodensees nicht in Betracht komme. Wahrscheinlich sind die Schwierigkeiten internationaler Art, die mit einer befriedigenden Lösung dieses Problems verbunden sind, als unüberwindlich angesehen worden. Tatsächlich hängt diese Frage von der Zustimmung so vieler Staaten ab, die zum Teil die Bedeutung der Fortführung der Rheinschiffahrt bis zum Bodensee noch nicht völlig erkannt haben, daß die drei Schiffahrtsverbände, von welchen die Ausschreibung erfolgte, wohl Bedenken trugen, diese Frage in den Kreis der Bedingungen hineinzuziehen. Man dürfte jedoch annehmen, daß der Ausgang des Krieges, die schweren Folgen, die er nicht nur für die deutschen und österreichischen Staaten (es kommen hier außer Baden und Württemberg, Bayern und das Vorarlberg in Frage), sondern auch für die Schweiz mit sich gebracht hat, und die Erfahrungen des vergangenen Herbstes mit seinen lange andauernden außerordentlich niedrigen Wasserständen die Wege ebnen sollten zu einer Verständigung, um eine möglichst restlose Ausnutzung des Bodensees als Speicherraum für Wasser zu Kraft- und Schiffahrtszwecken zu ermöglichen. Fast alle Entwürfe, insbesondere sämtliche preisgekrönten Entwürfe und auch der zum Ankauf empfohlene Entwurf, haben eine Regelung der Ab-

flußverhältnisse des Bodensees durch ein Wehr zwischen Schaffhausen und dem Untersee vorgesehen, die den Vorteil hätte, durch Verminderung der Strömungsgeschwindigkeiten und durch Schaffung einer breiten Fahrrinne sehr wesentliche Erleichterungen für die Schiffahrt mit sich zu bringen. Durch Erbauung eines Wehrs auf dieser obersten Rheinstrecke würde neben der angegebenen Verbesserung der Schiffahrtsverhältnisse eine Wasserkraft gewonnen werden, die, wenn sie auch nicht das ganze Jahr hindurch verfügbar wäre, weil zur Zeit des Hochwassers, das in die Monate Juli, August oder September fällt, eine Betriebspause von durchschnittlich 40 Tagen im Jahr entstehen würde, immerhin als wirtschaftlich betrachtet werden muß. Zur Zeit der Betriebseinstellung dieses obersten Kraftwerkes sind nämlich die unterhalb belegenen Kraftwerke, die bei dem Hochwasser des Rheins ihre Höchstleistung entfalten können, imstande, den Ausfall voll zu decken, denn es wird doch eine gemeinsame Energieabgabe auf eine alle Werke verbindende Sammelschiene in Aussicht zu nehmen sein, um die höchste Wirtschaftlichkeit zu erzielen. Wenn daher das Preisgericht in seinem Gutachten darauf hinweist, daß in der Strecke von Schaffhausen aufwärts keine Aufspeicherungen im Unter- und Obersee bewirkt werden dürften und daß ein ausreichendes Fahrwasser schon durch Ausräumung des Bettes erreicht werden könnte, so ist hierbei übersehen, daß eine derartige Ausräumung des Bettes auch einen Eingriff in die bestehenden Abflußverhältnisse des Bodensees mit sich bringen würde.

II. Die preisgekrönten und zum Ankauf empfohlenen Entwürfe.[1])

Nach dem Gutachten des Preisgerichts weisen die 6 zur Beurteilung zugelassenen Entwürfe geringe Unterschiede hinsichtlich der Anzahl der Staustufen auf. Die bestehenden Kraftwerke in Augst-Wyhlen, Rheinfelden, Laufenburg, Eglisau und Schaffhausen mußten als Fixpunkte mehr oder weniger berücksichtigt werden. Auch die in den Rhein mündenden Nebenflüsse, die Thur, Glatt, Aare und Birs, die von links in den Rhein münden, während die Biber, Wutach, Alb, Wehra dem rechtsufrigen Gebiet entspringen, beeinflussen die Lösungen insofern, als nicht nur die Wasserführung dieser Zuflüsse, sondern auch ihre Geschiebeführung in Betracht gezogen werden mußten.

Die Stromstrecke vom Bodensee (Untersee) bis zur Birsmündung unmittelbar oberhalb Basel hat eine Länge von 166 km mit einem Gesamtgefälle bei Mittelwasser von 148,30 m.

Bis Basel können schon heute die Schleppzüge gelangen; aus diesem Grunde erscheint es zweckmäßig, bei der Besprechung der verschiedenen Punkte von unten nach oben fortzuschreiten. Da ergeben sich nun zunächst 4 scharf voneinander zu scheidende Strecken. Die unterste Strecke mit einer Länge von 61,64 km und einem Gefälle bei Mittelwasser von 63 m umfaßt den Rheinlauf von der Mündung der Birs bis zur Aaremündung. Infolge der starken Wasserführung der Aare beträgt die sekundliche Wassermenge des Rheins auf dieser Strecke rd. 1000 cbm/sek als Jahresmittel und steigt bis zu 5600 cbm/sek bei katastrophalem Hochwasser.

An diese erste Strecke schließt sich nach oben hin der Rheinlauf von der Aaremündung bis zur Mündung der Thur mit einer Länge von 38,16 km und einem Gesamtgefälle bei M. W. von 35 m. Die mittlere Jahresabflußmenge beträgt 435 cbm/sek und das größte katastrophale Hochwasser 2700 cbm/sek.

Die dritte Strecke, in welcher der Rheinfall liegt, dehnt sich von der Thurmündung bis in den Untersee. Bei Mittelwasser beträgt das Gefällr rd. 51 m und die Abflußmenge 350 cbm/sek. Infolge der ausgleichenden Wirkung des Bodensees auf die Abflußverhältnisse beträgt die höchste Wassermenge 1100 cbm/sek.

Die vierte Strecke umfaßt den Untersee und das Verbindungsstück des Rheins zwischen Untersee und Bodensee. Bei einer Länge von 24,1 km beträgt der Unterschied zwischen den Wasserspiegeln beider Seen 24 bis 32 cm.

Auch die geologischen Verhältnisse mußten bei der Lösung der Aufgabe berücksichtigt werden. Der Rhein weist in dieser Hinsicht stark wechselnde Verhältnisse auf, Strecken, auf welchen der Strom sein Bett in harten Felsen eingefressen hat, wechseln mit Strecken, in welchen der Strom in Schottermassen dahinfließt.

Alle diese grundlegenden Faktoren ließen somit, hinsichtlich der Anzahl und der Lage der einzelnen Haltungen, eine verhältnismäßig nur geringe Bewegungsfreiheit zu.

Die Anzahl der Haltungen beträgt nach dem Entwurf

Buß, Grün & Bilfinger	16
Grün & Bilfinger, Buß	15
Schweizer Konsortium	15
Vom Fels zum Meer	14

a) Schiffahrt und Ausnutzung der Wasserkraft.

Obwohl die drei preisgekrönten und der zum Ankauf emptohlene Entwurf in der Anzahl der Haltungen und demgemäß auch hinsichtlich der Anzahl der Schleusen und der Wehre nicht wesentlich voneinander abweichen, weisen sie doch im übrigen sehr bemerkenswerte Unterschiede auf. Solche Unterschiede ergaben sich daraus, daß bei den mit den ersten beiden Preisen ausgezeichneten Entwürfen nach Möglichkeit der Rhein als Fahrwasser beibehalten wurde, wobei das Mittel der Regulierung des Stroms mehr oder weniger zur Verbesserung der Schiffahrtsverhältnisse in Anspruch genommen wurde, während bei anderen Entwürfen das Fahrwasser mehr in Seitenkanäle verlegt und der Schaffung günstiger Bedingungen für die Schiffahrt größeres Gewicht beigelegt wurde als der vollkommenen Ausnutzung der Wasserkraft. Das Preisgericht scheint seinem Urteil in erster Linie die Ausnutzung der Wasserkraft zugrunde gelegt zu haben, es äußert sich nämlich in seinem Gutachten über diesen Punkt wie folgt: „Weiterhin hat es überrascht, daß bei der Mehrzahl der Entwürfe die Schiffahrt allzu sehr in den Vordergrund gestellt worden ist." Da der Wettbewerb „Zur Gewinnung von Entwürfen für die Schiffbarmachung des Rheins von Basel bis in den Bodensee" veranstaltet wurde, und zwar von drei Verbänden, die sich die Förderung der Schiffahrt Rhein—Bodensee zur Aufgabe gestellt haben, entsprach es wohl dem Zwecke der Ausschreibung, bei der Ausarbeitung der Entwürfe, die Belange der Schiffahrt in den Vordergrund zu rücken.

Es kann aber wohl auch kaum behauptet werden, daß, insbesondere bei den preisgekrönten Entwürfen, der Ausnutzung der Wasserkräfte nicht genügende Aufmerksamkeit gewidmet worden ist, denn sie haben nicht außer Acht gelassen, daß die Wirtschaftlichkeit aller der Schiffahrt dienenden Anlagen erst durch die Nutzbarmachung der Wasserkräfte gewährleistet wird.

Die Ausnutzung des Gefälles zwischen Schaffhausen und Untersee, die vom Preisgericht bemängelt worden ist, dient sowohl der Schaffung einer Fahrrinne von ausreichender Tiefe, als auch der Gewinnung nicht unerheblicher Energiemengen.

Das Programm für den Wettbewerb schrieb auch allerdings vor, daß dem Rheinfall nur das für den Schiffahrtsbetrieb erforderliche Wasser entzogen werden dürfe; wenn man aber der Bedingung, daß die noch nicht verfügbaren Wasserkräfte möglichst zweckmäßig und vollständig ausgenutzt werden könnten, genügen sollte, war es wohl gerechtfertigt, in Erwägung zu ziehen, ob und in welchem Umfange die auf

[1]) Auf der Karlsruher Schiffahrts- und Wasserkraft-Ausstellung waren nur diese 4 Entwürfe ausgestellt. Da der Verfasser keine Gelegenheit hatte, auch die übrigen Entwürfe zu besichtigen, sind nur diese hier besprochen.

der ganzen Strecke Basel—Konstanz gewaltigste Kraftquelle des Rheinfalls nutzbar gemacht werden könnte.

Der Entwurf des Schweizer Konsortiums wie auch der Entwurf „vom Fels zum Meer" haben sich strikte an die Vorschriften der Ausschreibung gehalten und haben oberhalb des Rheinfalls ein Wehr mit daneben befindlichem Kraftwerk vorgesehen, ohne das Gefälle des Falles selbst auszunutzen. Der mit dem ersten Preis gekrönte Entwurf Buß, Grün & Bilfinger legte zwei Lösungen vor, mit und ohne Ausnutzung der Wasserkraft des Rheinfalles. Nach dem mit dem zweiten Preis gekrönten Entwurf Grün & Bilfinger-Buß wird ein Gefälle von 32 m zur Gewinnung von 93 500 PS Größtleistung ausgenutzt. Ob die Entziehung von 300 cbm in der Sekunde zur Gewinnung einer so ansehnlichen Wasserkraft eine nennenswerte Schädigung der einzig dastehenden Naturschönheit mit sich bringen würde, darf wohl bezweifelt werden. In den Sommermonaten, in welchen Tausende ihre Freude an diesem Naturwunder haben, führt der Rhein so erhebliche Wassermengen, daß die Wasserentnahme schwerlich bemerkbar werden könnte. Wenn man bedenkt, daß oberhalb des Rheinfalls bei Neuhausen erhebliche Wassermengen durch Versickerung dem Strom entzogen werden, wäre wohl zu überlegen, ob es nicht wirtschaftlich gerechtfertigt wäre, die Versickerungsstellen zu verstopfen; dann würde selbst in den Wintermonaten, in welchen die Wasserentnahme für Kraftzwecke unter den gegenwärtigen Verhältnissen in einer Verminderung der über den Fall stürzenden Wassermengen merkbar wäre, von einer Wasserentziehung kaum noch die Rede sein können.

Nach der im Gutachten des Preisgerichts mitgeteilten Zusammenstellung der Hauptergebnisse beträgt das bei Mittelwasser ausgenutzte Gefälle beim Entwurf

Buß-Grün & Bilfinger .	109 m	oder	88 vH	ein Gefälle v.	123 m
Grün & Bilfinger-Buß .	103 „	„	83 „	„ „	„	„ 123 „
Schweizer Konsortium	99 „	„	80 „	„ „	„	„ 123 „
Vom Fels zum Meer .	84 „	„	68 „	„ „	„	„ 123 „

wobei offenbar bei allen vier Entwürfen die Ausnutzung des Gefälles auf der Strecke Untersee—Schaffhausen und am Rheinfall bei dem zweitgenannten Entwurf, weil programmwidrig, nicht in Anrechnung gebracht wurde. Legt man dagegen ein Gesamtgefälle von 148 m zugrunde, so sind beim Entwurf

Buß-Grün & Bilfinger	141 m	oder	95 vH	ausgenutzt
Grün & Bilfinger-Buß	147 „	„	99 „	„
Schweizer Konsortium	112 „	„	76 „	„
Vom Fels zum Meer .	109 „	„	73 „	„

Ganz mit Recht hat das Preisgericht den Lösungen den Vorzug gegeben, welche die Interessen der Schiffahrt dadurch wahren, daß die Schiffahrt möglichst im Strom belassen und sie nur dort in Seitenkanäle verweisen, wo infolge der örtlichen Verhältnisse (Hochwasseranprall von Nebenflüssen, Geschiebeverschüttungen) die Aufrechterhaltung des Schiffsverkehrs zeitweilig in Frage gestellt wird.

Die Länge des natürlichen Flußlaufes von Basel bis Konstanz beläuft sich auf 166,4 km; es beträgt bei dem Entwurf (Abb. 1):

	die Länge des Schiffahrtsweges	hiervon sind: kanalisiert	reguliert	unverändert
	km	km	km	km
Buß - Grün & Bilfinger .	160	153	7	—
Grün & Bilfinger - Buß .	156	156	—	—
Schweizer Konsortium .	158	140	18	—
Vom Fels zum Meer . .	158	126	24	8

Auf Seitenkanäle wird die Schiffahrt verwiesen beim Entwurf:

Buß - Grün & Bilfinger auf 5,0 km Länge, hiervon 0,6 km Tunnelstrecke,
Grün & Bilfinger-Buß auf 17,0 km Länge,
Schweizer Konsortium auf 10,2 km Länge,
Vom Fels zum Meer auf 16,7 km Länge.

b) Schleusen.

Die Schiffahrt wird wesentlich erleichtert, wenn durch lange Haltungen die Anzahl der Schleusen auf das geringste Maß beschränkt und vor allen Dingen, wenn an jeder Schleuse möglichst dieselben Bedingungen der Ein- und Ausfahrt geschaffen werden. Die Anzahl der Haltungen und infolgedessen der Schleusen ist bei den vier ausgezeichneten Entwürfen fast dieselbe, dagegen ist nicht zu verkennen, daß in dem Entwurf des Schweizer Konsortiums in der Ausgestaltung der Vorhäfen, an manchen Stellen den Forderungen eines geregelten Schiffahrtsbetriebes nicht in ausreichendem Maße Rechnung getragen worden ist. Bei Besprechung einzelner Staustufen wird in einem späteren Abschnitt hierauf zurückzukommen sein. In einem stromlosen Kanal legt man Gewicht auf Innehaltung eines gleichmäßigen Schleusengefälles, um den gleichen Schleusenaufenthalt an allen Schleusen zu erzielen. Hierauf brauchte im vorliegenden Falle keine Rücksicht genommen zu werden, weil die Bergfahrt im fließenden Wasser doch länger dauern wird als die Talfahrt; ein Schleusenrang wird sich daher bei lebhaftem Schiffsverkehr an manchen Schleusen nicht vermeiden lassen. Aus diesem Grunde war es, in Rücksicht auf die mit Sicherheit zu erwartende Verkehrsentwicklung, durchaus berechtigt, von vornherein in allen Staustufen die Anlage zweiter Schleusen vorzusehen, wie es im Entwurf Grün & Bilfinger-Buß geschehen ist. In dem Entwurf Buß-Grün & Billfinger dagegen sollen an 11 der vorgesehenen 15 Gefällstufen zweite Schleusen später erbaut werden, bei 4 Staustufen dagegen soll die Leistungsfähigkeit durch Erweiterung der bestehenden einfachen Schleusen zu Schleppzugschleusen erhöht werden. Jedenfalls gewährt die Anlage zweiter Schleusen eine größere Betriebssicherheit und eine größere Leistungsfähigkeit als Schleppzugschleusen, zumal es bei den besonderen Verhältnissen (Krümmungen, Strömung) fraglich erscheint, ob die Schiffahrt mit 2 Kähnen im Anhang eines Schleppers möglich sein wird. Wenn diese Art des Betriebes in Aussicht stände, müßte von vornherein durch entsprechende Ausbildung der Vorhäfen aller Schleusen hierauf Rücksicht genommen wer-

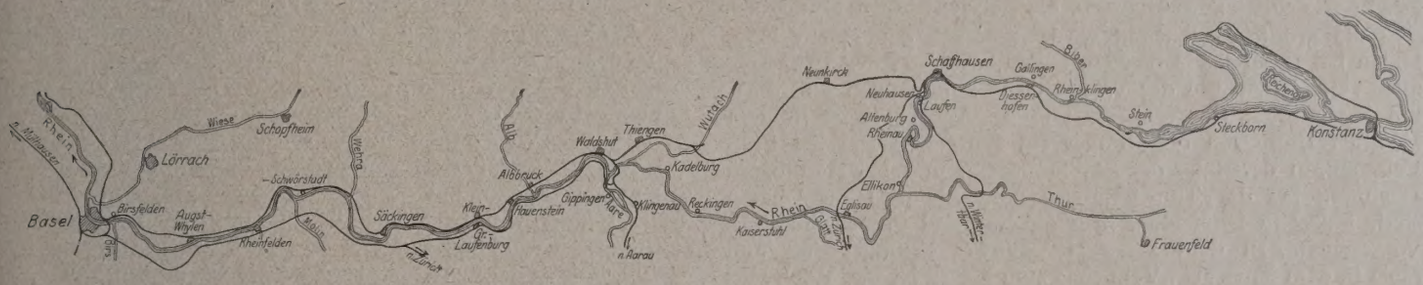


Abb. 1. Der Oberrhein zwischen Basel und Konstanz.

den. Die Einschaltung einzelner Schleppzugschleusen in einer Wasserstraße, die sonst nur einfache Schleusen (für Schlepper und 1 Kahn im Anhang) aufweist, kann somit nicht als ein geeignetes Mittel zur Steigerung der Leistungsfähigkeit der Wasserstraße angesehen werden. Gerechtfertigt erscheint diese Lösung nur, wenn Schleppzugschleusen auf derjenigen Stromstrecke vorgesehen werden, die einen stärkeren Verkehr aufzuweisen hat als die nach oben sich daran anschließende, falls sie auch wirklich von Schleppzügen mit 2 Kähnen befahren werden kann.

c) Häfen.

Den Bedingungen des Programms gemäß war ein Zufluchtshafen vorzusehen. In dem Entwurf Buß-Grün & Bilfinger ist mit Rücksicht darauf, daß bei eintretendem Hochwasser ein in der Mitte der Wasserstraße liegender Zufluchtshafen von den sich an den Endpunkten befindenden Schiffen nicht erreicht werden könne, auf Grund der Geschwindigkeit, mit der die Hochwasser eintreten können, ermittelt, daß die größte Entfernung zwischen zwei Zufluchtshäfen 44 km nicht übersteigen dürfe. Im übrigen sind selbstverständlich die Handelshäfen, die Schleusenvorhäfen und die Kraft- und Schiffahrtskanäle, sofern die hochwasserfreie Lage ihrer Ufer und ihre Wasserführung eine geschützte Lage der Schiffe gewährleisten, als Zufluchtshäfen brauchbar.

Die größte Bedeutung wird zweifellos der Hafen Birsfelden bei Basel schon deshalb haben, weil hier der Umschlag aller von Italien und der Westschweiz kommenden und dorthin bestimmten Güter erfolgen muß. Außerdem ist in dem Entwurf Buß-Grün & Bilfinger ein Zufluchtshafen bei Full-Felsenau, in der Nähe der Aaremündung, und bei Rüdlingen-Buchberg bei der Thurmündung vorgesehen. Handelshäfen sind, außer in Birsfelden, in Waldshut und in Schaffhausen vorgesehen. In dem Entwurf Grün & Bilfinger-Buß und auch in dem Entwurf „Vom Fels zum Meer" ist mit Rücksicht darauf, daß die Entfernung mit der Eisenbahn von Schaffhausen 13,2 km, von Winterthur 16 km beträgt, an der Thurmündung ein größerer Umschlaghafen in Aussicht genommen, dem die Bewältigung des Güterverkehrs nach Frauenfeld und den übrigen Ortschaften des Kantons Thurgau, nach Winterthur und einem Teil des Kantons Zürich zufallen soll.

d) Brücken.

Außer den fünf Eisenbahnbrücken bei Koblenz-Waldshut, Eglisau, Neuhausen, Schaffhausen und Etzwilen, die eines Umbaus nicht bedürfen, weil sie hinsichtlich ihrer Höhe und der Durchfahrtsöffnungen den Anforderungen genügen, mußte der Umbau einer ganzen Anzahl von Straßenbrücken aus Holz, Stein und Eisen vorgesehen werden. Das Preisgericht drückt in seinem Gutachten den Wunsch aus, „daß von dem anderwärts trotz großen Landverkehrs vielfach angewandten Mittel der Klapp- oder Hubbrücken Gebrauch gemacht worden wäre". Dieser Ansicht vermag ich mich nicht anzuschließen. Es kann zugegeben werden, daß unter Umständen, namentlich wenn starke Rampen oder kostspieliges Wegeverlegen in Frage kommen, trotz der kapitalisierten Betriebskosten (Bedienung!) eine bewegliche Brücke billiger sein wird als eine feste Brücke. Aber ein Ausweg, der bei Überführung eines Verkehrsweges über einen stromlosen Kanal schon als ein unter dem Druck der Verhältnisse je nach dem Umfang des Verkehrs auf Wasserstraße und Landstraße als mehr oder weniger unbefriedigende Lösung angesehen werden muß, sollte für die Schiffahrt auf fließendem Wasser und bei Landstraßen mit Gefälle mit Rücksicht auf die Sicherheit des Verkehrs, die man als erstes Gebot anerkennen muß, abgelehnt werden. Ich bin daher der Meinung, daß als ein Erfolg des Wettbewerbs angesehen werden muß, daß er, auch hinsichtlich der Sicherheit des Verkehrs, Wege gezeigt hat, die ohne Verwendung beweglicher Brücken die Aufrechterhaltung eines starken Verkehrs und eine Verminderung der zahlreichen Fähren ermöglichen.

e) Wehre und Kraftwerke.

Auf Grund der guten Erfahrungen, die man bei den bestehenden Rheinkraftwerken mit Schützenwehren gemacht hat, hat diese Wehrform weitestgehende Verwendung gefunden. In dem Entwurf Buß-Grün & Bilfinger sind die Breiten der Wehröffnungen von Birsfelden bis Reckingen auf 17,5 m, von der Thurmündung aufwärts auf 15 m angenommen worden, um für eine möglichst große Anzahl von Wehren gewisse feststehende Typen beibehalten zu können. Bei dem Entwurf Grün & Bilfinger-Buß dagegen ist für alle Wehre eine einheitliche lichte Weite der Öffnungen von 17 m vorgesehen. Um die Abführung kleiner Anschwellungen sowie von Eis und Treibzeug zu erleichtern, ist eine Teilung der Schützen, der Höhe nach, vorgesehen, so daß die untere Schütztafel nur gehoben wird, wenn es sich darum handelt, bei dem starken Hochwasser den erforderlichen Durchflußquerschnitt zu schaffen oder dei Abführung des Geschiebes zu ermöglichen.

Die Kraftwerke sind für die Aufnahme möglichst großer Turbineneinheiten eingerichtet. Durchweg wurden, wie bei allen neueren Ausführungen, Turbinen mit stehender Welle vorgesehen, die bei hoher spezifischer Drehzahl unmittelbar mit den vertikalachsigen Generatoren gekuppelt werden.

(Fortsetzung folgt.)

DER BAU DER BRÜCKE ÜBER DIE WEICHSEL BEI WYSZOGROD DURCH DIE MASCHINENFABRIK AUGSBURG-NÜRNBERG A.-G., WERK GUSTAVSBURG.

Während bei der Auswahl des Systems für Friedensbrücken neben der Kostenfrage Rücksichten auf die äußere Erscheinung des Gesamtbauwerkes, auf die glatte Durchführung des Verkehrs auch unter demselben sowohl während des Baues wie nach Fertigstellung eine ausschlaggebende Rolle zu spielen pflegen, Schnelligkeit der Ausführung dagegen meist erst in zweiter Linie zu berücksichtigen und die Frage der Baustoffbeförderung meist kaum zur Erörterung steht und leicht zu lösen ist, waren es Gesichtspunkte ganz anderer Art, welche die Systemfrage beim Bau von Kriegsbrücken bestimmten. Die Kostenfrage spielte hier nur eine untergeordnete Rolle; häufig war dagegen Rücksicht zu nehmen auf bereits vorher erstellte Behelfsbrücken oder auf die Trümmer der zerstörten Brücke, welche den Platz beschränkten, bisweilen mußten ganze Stücke der alten Brücke wieder benutzt werden, fast immer aber war schnellste Bauausführung geboten, teils aus Gründen der Kriegslage, teils im Hinblick auf die Jahreszeit und zu befürchtenden Eisgang, namentlich auf dem östlichen Kriegsschauplatz. Daneben spielte bisweilen, besonders für die ersten Behelfsbrücken, welche die Truppe zu bauen hatte, die Baustoffbeförderung eine Rolle. In Eisenbahnlinien oder Straßen, in denen mehrere Brücken hintereinander zerstört waren, konnte mit Wiederherstellung der vorn gelegenen nicht gewartet werden, bis die hinteren Brücken für die Heranschaffung der Werkstücke benutzbar waren; hier waren vielmehr, wenn irgend angängig, sämtliche zerstörten Brücken gleichzeitig wieder herzustellen. Für die vorderen Brücken waren also die Bauteile, bei deren Bemessung und somit auch bei Wahl des Systems von vornherein hierauf Rücksicht genommen werden mußte, seitlich heranzuschaffen.

Nicht sowohl überhaupt die Möglichkeit der Heranschaffung der Bauteile, als vielmehr die zeitliche Begrenzung

dieser Möglichkeit war zu beachten bei dem Bau einer Straßenbrücke über die Weichsel bei Wyszogrod, welchen die Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg A.-G. (M. A. N.), Werk Gustavsburg, Ende des Jahres 1915 ausführte. Es handelte sich hier darum, die von Plonsk südwestlich führende Straße und die Stadt Wyszogrod, bei welcher sie endete, durch eine Brücke über die Weichsel an die große Straße anzuschließen, welche von Lowicz nordöstlich laufend die natürliche Fortsetzung der oben erwähnten bildet, an der Bsuramündung gegenüber Wyszogrod die Weichsel erreicht und nun, nach Osten umbiegend und neben dieser verlaufend, nach Nowo-Georgiewsk führt. Die wie überhaupt in Rußland so auch hier gänzlich unregulierte Weichsel ist dicht unterhalb der Brücke durch eine Insel in zwei Arme gespalten und besitzt hier die bedeutende Breite von rd 1200 m; die Wassertiefe ist namentlich in Strommitte, oberhalb der Insel, verhältnismäßig gering. Entsprechend den zwei Armen sind zwei Hauptstromstriche, einer in der Nähe des rechten Ufers, einer etwa in der Mitte des linken Flußarmes, vorhanden. Bei der großen Breite des Stromes mußte die zu bauende Brücke eine Gesamtlänge von rd 1300 m erhalten und eines der größten und längsten Bauwerke des Kriegsschauplatzes überhaupt werden. Da die Straßenoberfläche nur etwa 6 m über dem mittleren Wasserspiegel liegt, konnte die Brückenunterkante nicht genügend hoch gelegt werden, um auch bei höherem Wasserstand die Durchfahrt für Schiffe zu sichern. In Anbetracht der Wichtigkeit der Verbindung Deutschlands mit Nowo-Georgiewsk und Warschau wollte indes die Heeresleitung die Schiffahrt auf alle Fälle aufrecht erhalten wissen und es sollte daher auf Vorschlag der M. A. N., Werk Gustavsburg in jedem Stromstrich eine besondere Schiffahrtsöffnung vorgesehen werden. Bei der großen Länge der Brücke mußte von vornherein auf eine möglichst einfache Konstruktion gesehen werden, welche sowohl die Arbeit im Büro wie in der Werkstatt auf ein Mindestmaß beschränkte, gleichwohl aber ein rasches Arbeiten an der Baustelle gestattete, denn auch hier war, gerade bei der Länge des Bauwerkes, rasches Einbauen eine Hauptbedingung. Dabei mußte natürlich vom Bau besonderer Rüstungen Abstand genommen werden, denn einmal hätte dies unendlich viel Zeit und Holz erfordert und sodann war es des zu gewärtigenden Eisganges wegen nicht angängig, auch nur vorübergehend den Fluß teilweise oder gar in voller Breite mit Einbauten zuzusetzen. Die Rücksicht auf die Witterungsverhältnisse brachte noch eine weitere Schwierigkeit, welche, wie eingangs angedeutet, für die Wahl des Systems mitbestimmend war. Die Brückenstelle ist 27 km von der nächsten Bahnstation, dem südlich von Wyszogrod gelegenen Sochaczew entfernt; Bahntransport war also an sich schon durch die große Entfernung der Auslade- von der Brückenstelle recht umständlich, gänzlich auszuschließen aber deshalb, weil während der Herbst- und Wintermonate, in welche die Hauptbauzeit fiel, die zur Brückenstelle führende Straße überhaupt nicht benutzbar war. So blieb nur der Wasserweg übrig; da aber die Weichsel im allgemeinen bereits Ende November zufriert, mußten die gesamten Bauteile für das lange Bauwerk in knapp zwei Monaten herangeschafft sein. Es galt also, ein System zu wählen, für welches die Werkstücke möglichst sofort greifbar oder doch wenigstens in kurzer Zeit lieferbar waren, welches bei geringer Werkstattarbeit keine allzu umfangreiche Baustellenarbeit erforderte, und welches zudem den Einbau ohne Rüstung gestattete. Der auf Grund dieser Erwägungen ausgearbeitete Entwurf der M. A. N., Werk Gustavsburg, fand die Billigung der Bau-

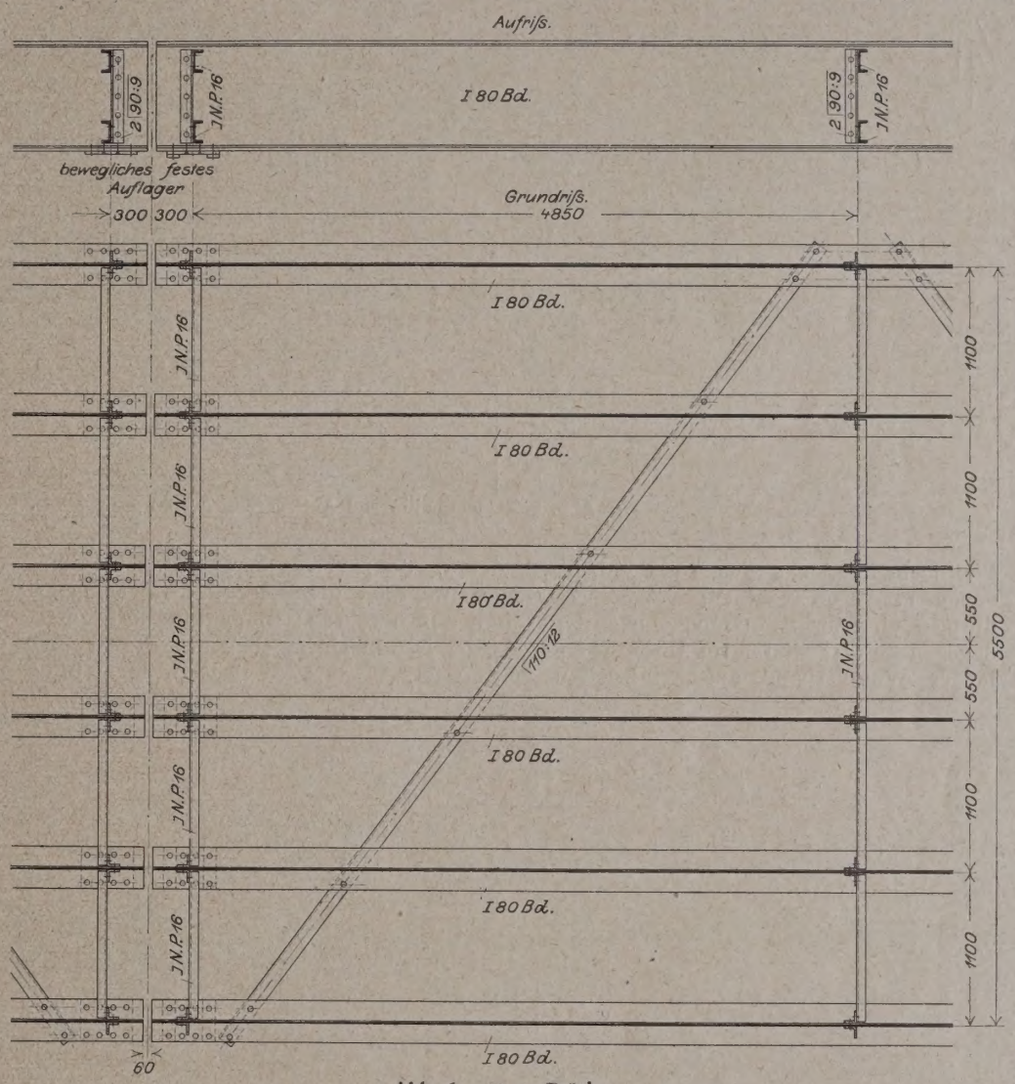


Abb. 1. 20 m-Brücke.

behörde, des Verwaltungschefs beim Generalgouvernement Warschau, und dieser erteilte denn dem genannten Werke am 3. Oktober 1915 den Auftrag zur Ausführung der Brücke.

Als Verkehrslasten waren vorgesehen:

a) Menschengedränge von 400 kg/m² und gleichzeitig eine 20-t-Dampfwalze; oder

b) ein Kraftwagenzug von 4 Achsen mit 7,6 t Achslast und 3,5 m Radstand bei 2,5 m Breite.

An Beanspruchungen waren zugelassen für den Belastungsfall a:

Flußeisen im allgemeinen: 1000 kg/cm²,
Niete: Scherspannung 1000 kg/cm²,
Stauchdruck 2000 „
Holz: Druck auf Langholz 15 kg/cm²
„ „ Hirnholz 30 „

Für den Belastungsfall b), der verhältnismäßig selten zu erwarten war, durfte die Beanspruchung des Flußeisens, jedoch nicht der Niete, auf 1500 kg/cm² steigen.

Die Fahrbahnbreite der Brücke war zu 5,50 m festgelegt mit beiderseitigen Fußwegen von je 0,75 m Breite.

Der ursprüngliche Entwurf sah im ganzen 64 Öffnungen von 20 m vor, welche durch je 6 Differdinger Träger 80 Bd. bei 19,40 m Stützweite überbrückt werden. Diese ruhen mittels einer Verteilungskonstruktion aus Walzträgern auf

Trotzdem daher außer den kleineren Teilen im ganzen allein 384 Träger von je fast 5 t Gewicht heranzuschaffen waren, wurde es doch möglich, den Transport, welcher bis Thorn mit der Bahn und von da zu Schiff erfolgte, rechtzeitig zu beenden.

Das Hinüberschaffen und Verlegen der Träger wäre wohl mit einfachsten Hilfsmitteln möglich gewesen, hätte aber sehr viel Zeit erfordert und jedenfalls eine pünktliche Fertigstellung der Brücke in der recht kurz bemessenen vertrag-

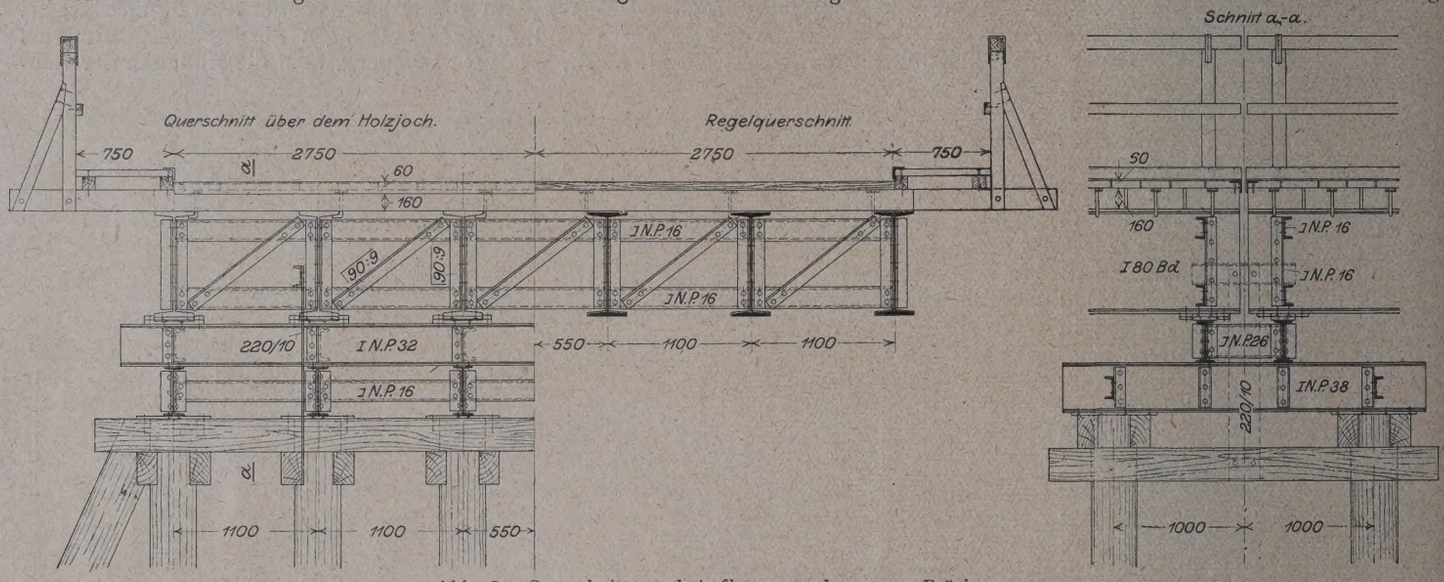


Abb. 2. Querschnitte und Auflagerung der 20 m-Brücken.

Pfahljochen, welche aus 16 Pfählen gebildet werden, von denen 12 je unter einem Trägerende stehen, während die übrigen vier zur Aufnahme von Seitenkräften außen schräg dagegen gesetzt sind. Im Untergurt der Träger ist ein einfacher Windverband aus Winkeleisen angeordnet, in den

lichen Frist, bis zum 15. Januar 1916, nicht ermöglicht; bei der großen Menge der einzubauenden Träger lohnte sich immerhin noch die Beschaffung besonderer Verlegevorrichtungen. Es wurden daher zwei Vorbaukrane eingestellt, welche gestatteten, die Träger sowohl in der Längs- wie in der

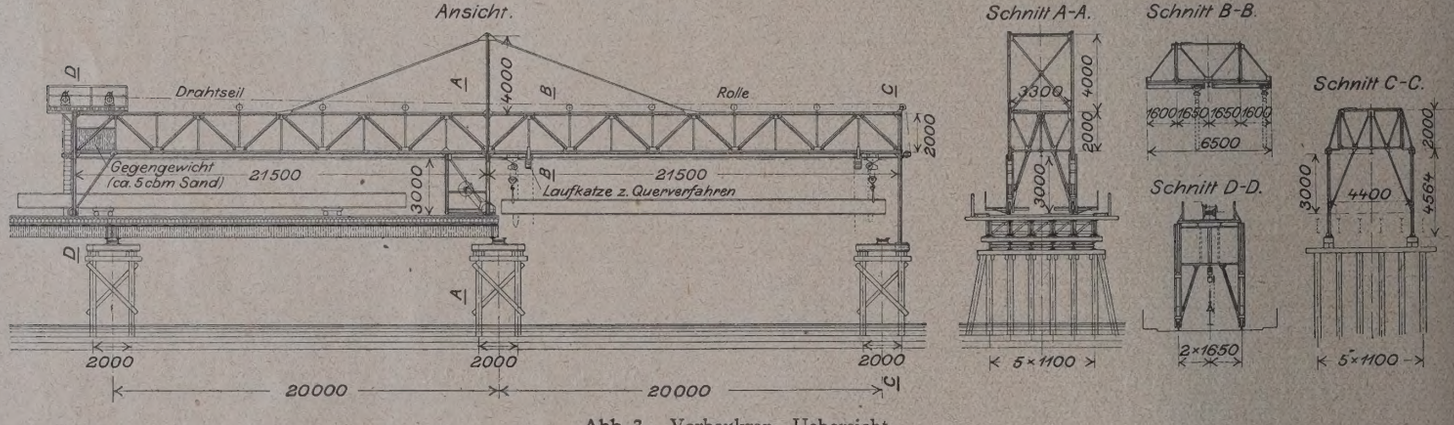


Abb. 3. Vorbaukran, Uebersicht.

Viertelpunkten sind die Träger durch einfache Quersteifungen aus ⌐-Eisen und Winkel miteinander verbunden (Abb. 1 u. 2). Als Fahrbahndecke dient ein doppelter Bohlenbelag, der unmittelbar auf die Träger gelegt ist.

Diese Anordnung bot den Vorteil, daß die Träger nur ganz geringe Bearbeitung im Werk erforderten, welche im wesentlichen außer dem Ablängen in dem Bohren der Löcher bestand und, um unnötige Versendung und das Ab- und Aufladen in Gustavsburg zu sparen, in Differdingen selbst vorgenommen wurde. Auch die übrigen Teile, wie Verteilungsträger, Wind- und Querverbände, bestanden aus schnell greifbaren, teilweise in Gustavsburg selbst vorrätigen Walzeisen, erforderten nur geringe Werkstattarbeit und ließen sich rasch zur Baustelle schaffen.

Querrichtung genau an der richtigen Stelle zu verlegen, und wie sie ähnlich auch an anderen Baustellen, namentlich auf dem westlichen Kriegsschauplatz, mehrfach in Gebrauch waren. Der Kranbahnträger des Vorbaukranes bestand aus zwei durch Flacheisen nach oben verspannten und durch Querkonstruktionen verbundenen Parallelträgern von rd 43 m Länge (Abb. 3), welche über die letzte fertige und die vorzubauende Oeffnung reichten. In der Mitte und am hinteren, landseitigen Ende ruhten diese auf fahrbaren Portalstützen von 3,30 m Spurweite (Abb. 3, Schnitte A—A u. D—D), das vordere Ende trug Stützen, welche sich bei vorgefahrenem Kran auf das vordere Pfahljoch der auf die einzubauende folgenden Öffnung auflegten (Abb. 3 Schnitt C—C), so daß also in ausgefahrenem Zustand der Kranbahnträger ein Balken

auf drei Stützen war. Das hintere Ende erhielt ein Gegengewicht in Gestalt von etwa 5 cbm Sandballast. In der Mitte zwischen den beiden Parallelträgern war an den Querkonstruktionen des Kranbahnträgers ein Walzträger aufgehängt, auf dessen unterem Flansch zwei Laufkatzen zum Längsverfahren des einzubauenden Trägers liefen. Um auch in der Querrichtung die Träger genau an die richtige Stelle bringen zu können, waren im ersten und vorletzten Knotenpunkt des Kranbahnträgers, also etwa oberhalb der Pfahljoche, beiderseits des Längsträgers Querverschubbahnen und Laufkatzen angebracht (Abb. 3, Schnitt B—B). Das Fahrwerk des Kranes wurde durch einen an der vorderen Portalstütze angebrachten Kettenantrieb betätigt, die Längsbewegung der Laufkatze erfolgte mittels Drahtseils und zweier über der hinteren Stütze stehender Winden, während die Laufkatzen für die Querbewegung durch Handketten angetrieben wurden. Der Verlegevorgang war folgender: Nachdem ein Überbau fertiggestellt und das Krangleis angelegt war, wurde der Kran so weit vorgefahren, daß die vordere Stütze über dem freien Pfahljoch abgesetzt werden konnte. Der einzubauende Träger wurde bis unter das hintere über dem letzten fertigen Überbau befindliche Ende des Kranträgers vorgebracht, dort durch die Laufkatzen gefaßt und längs und später quer verfahren (Abb. 4). Mittels dieses Kranes wurden bei vierzehnstündiger Arbeitszeit täglich bis zu 60 lfdm Brücke verlegt.

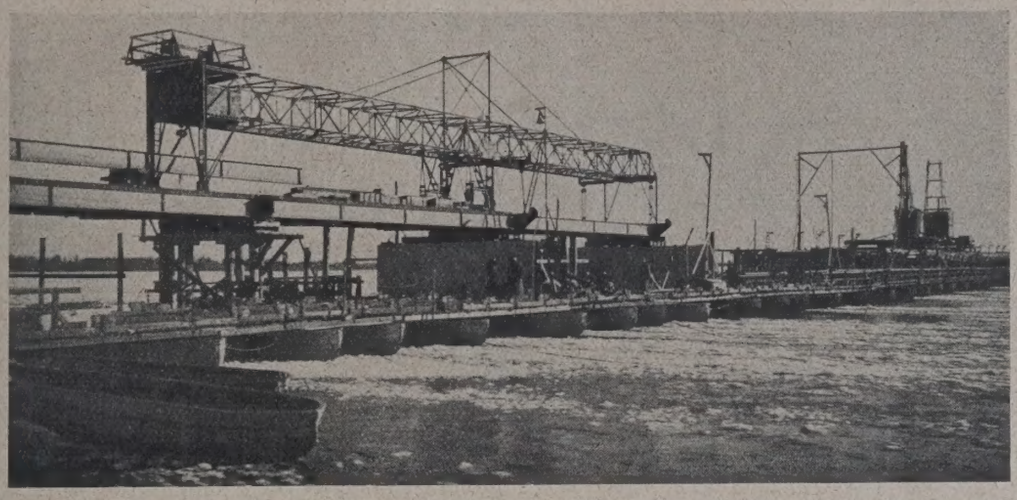


Abb. 4. Vorbaukran im Betrieb.

Zur Durchführung der Schiffahrt wurden die im übrigen genau wie die der anderen Öffnungen durchgebildeten Überbauten der Öffnung 6 vom rechten und der Öffnung 15 vom linken Ufer als Hubbrücken ausgestaltet. Hierzu wurden die angrenzenden Pfahljoche nach ober- und unterstrom je durch weitere 9 Pfähle verbreitert. Auf diese Verbreiterungen wurden etwa 10 m hohe Fachwerkstützen gesetzt, je zwei gegenüberliegende Stützen wurden durch Querriegel und steife Ecken zu einem Rahmen vereinigt. Die Träger der Überbauten wurden in der Nähe der Enden durch eine Querkonstruktion zusammengefaßt. Diese, der sog. Aufhängerahmen, hängt an Drahtseilen, welche über auf dem Portalrahmen sitzende Seilscheiben laufen; am anderen Ende tragen die Drahtseile Gegengewichtskästen, deren Belastung so bemessen ist, daß sie das Eigengewicht des Überbaues nahezu ausgleichen und beim Heben der Brücke außer der etwa vorhandenen Schneelast nur noch die Reibung zu überwinden ist (Abb. 5). Die Hubhöhe beträgt 5,00 m, so daß sich eine Gesamtdurchfahrtshöhe von rd 10 m über Mittelwasser ergibt.

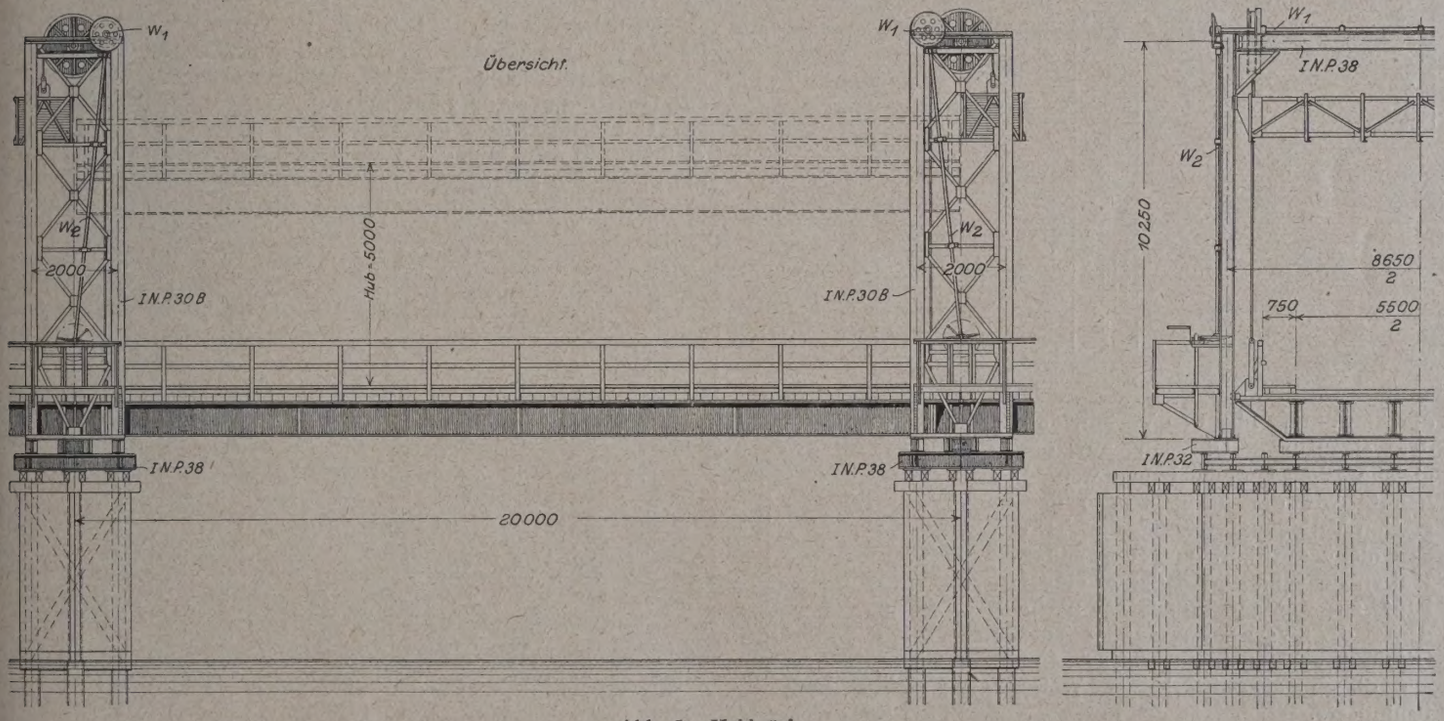


Abb. 5. Hubbrücke.

Die ganze Anordnung gleicht derjenigen der Huböffnung der ein Jahr früher, ebenfalls von der M. A. N., Werk Gustavsburg, erbauten Scheldebrücke bei Termonde[1]). Während bei jener der Einbau der Huböffnung überhaupt erst nachträglich, nach Vollendung der ganzen Brücke beschlossen wurde, bot

[1]) Vgl. „Der Eisenbau" 1920, Nr. 19, S. 337.

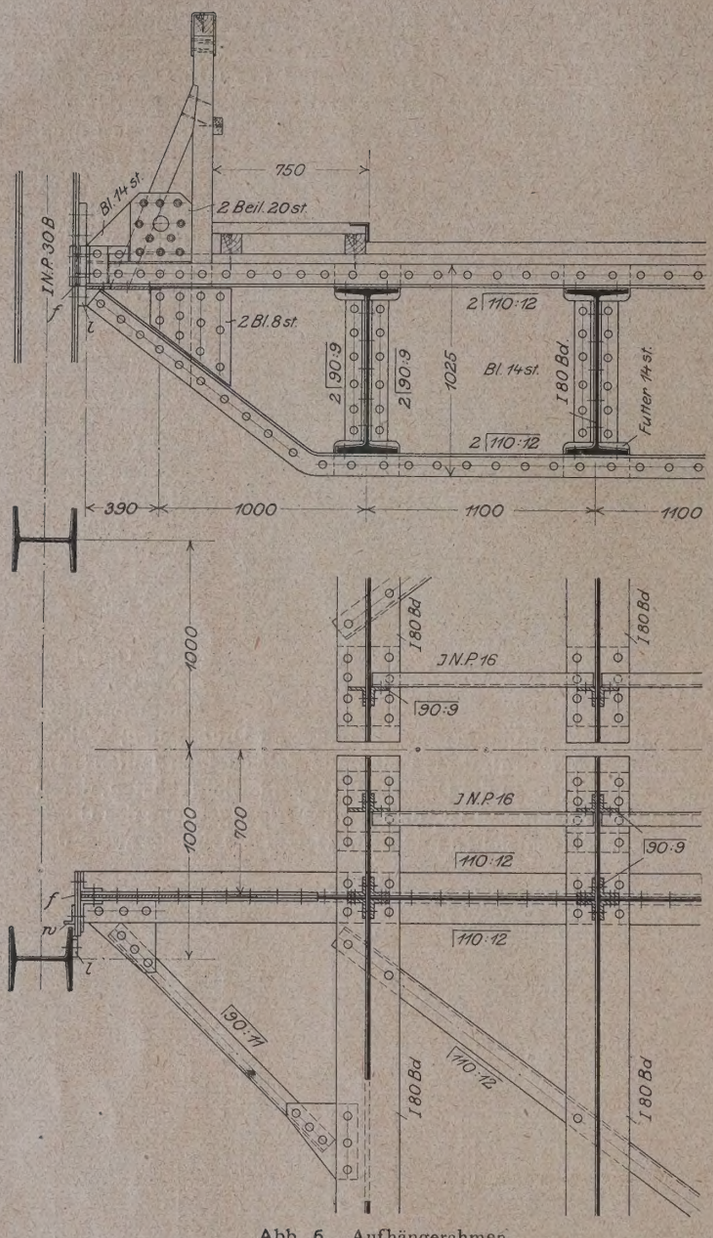


Abb. 6. Aufhängerahmen.

die Anordnung hier den Vorteil, daß der eigentliche Überbau auf die gleiche Weise eingebaut werden konnte wie die übrigen, also den glatten Verlegungsvorgang der Träger nicht aufhielt, und die ganze Hubvorrichtung erst dann eingebaut zu werden brauchte, nachdem der Verlegekran über die Öffnung vorgerückt war, so daß sie diesen also in keiner Weise behinderte.

Jede der Stützen der Portalrahmen besteht aus zwei Walzträgern NP 30, welche in einem Abstand von 2 m voneinander stehen und durch Fachwerk verbunden sind. Unten sind sie mittels einer Verteilungskonstruktion aus querliegenden I 32 B und längsliegenden I NP 38 auf die Verbreiterungspfähle der Pfahljoche aufgesetzt. Der obere Querriegel besteht aus zwei I NP 38, welche, dem Stützenabstand entsprechend, 2 m voneinander entfernt liegen und durch ein wagerechtes Fachwerk miteinander vereinigt sind. Durch genietete Ecken sind die Walzträger der Querriegel mit denen der Stützen biegungsfest verbunden.

Zwischen den Walzträgern der Querriegel sind mit einem Mittelabstand von 3,75 m von der Brückenachse beiderseits 2 ⊐ NP 38 ausgespannt, welche in der Mitte noch durch Gurtplatten 100/20 verstärkt sind. Die durch 10-mm-Beibleche verstärkten Stege enthalten die Löcher für die 138 mm starken Achsen der Seilscheiben, welche einen Durchmesser von 1400 mm besitzen, auf Walzenlagern laufen und über welche die Hubseile von den Aufhängerahmen zu den Gegengewichtskästen laufen.

Die Aufhängerahmen (Abb. 5, Querschnitt, u. Abb. 6), das einzige Stück, durch welches sich die eigentlichen Überbauten der Hubbrücken von denen der festen Öffnungen unterscheiden, mußten so ausgebildet werden, daß sie sich nach Verlegung der Träger anbringen ließen. Hierzu wurden über und unter diese paarweise angeordnete ⌈110:12 gelegt, welche quer über die ganze Breite fort von einer Stütze des Portalrahmens zur anderen reichen. Außerhalb der äußeren Träger sind die unteren Winkel hochgezogen und mit den oberen durch 14 mm starke Bleche vereinigt, welche über die oberen Winkel hinausreichen und, je durch zwei 20 mm dicke Beilagen verstärkt, zum Anschluß von zwei, den Übergang zum Drahtseil vermittelnden Flacheisen 120 × 16 dienen. Zwischen je zwei Trägern sind die oberen und unteren Winkel durch zwischengesteckte, 1025 mm hohe und 14 mm starke Bleche verbunden, welche für die Trägerflansche entsprechend ausgeschnitten und an die Stege durch ⌈90:9 angeschlossen sind.

Auf die Aufhängebleche sind kurze senkrechte Winkelstücke gelegt, welche vor Kopf Flacheisen f tragen. Diese lehnen sich bei geschlossener Brücke gegen 35 mm starke auf die Portalstützen geschraubte Führungsleisten und dienen zur Übertragung von Längskräften.

Um beim Öffnen der Brücke ein stärkeres Pendeln der Aufhängerahmen und der Überbauten zu verhüten, sind auf die Flacheisen f Führungswinkel w aufgeschraubt, welche sich gegebenenfalls gegen die Flanschkanten der Stützen legen,

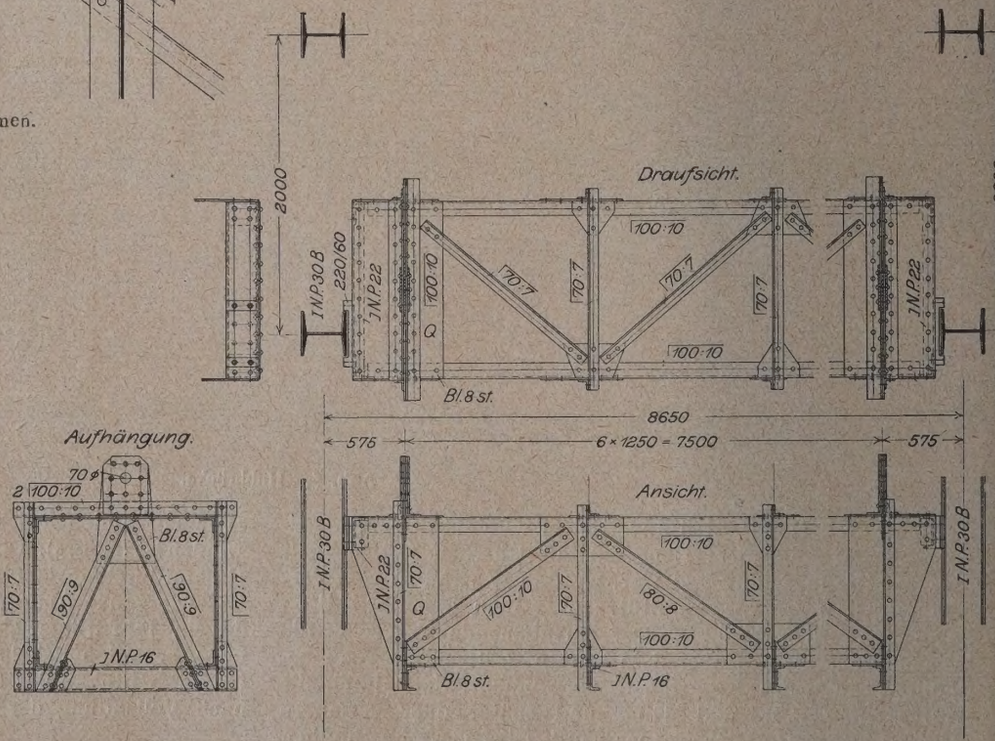


Abb. 7. Ballastkasten

dem Überbau aber das nötige Spiel lassen, um bei etwas ungleichmäßigem Anheben beider Enden ein Festklemmen zu vermeiden. Zur Aufnahme der etwaigen Längskräfte sind die Enden der Aufhängerahmen durch ⌈90 : 11⌉ wagerecht gegen die äußeren Träger abgesteift.

Sämtliche Verbindungen der Aufhängerahmen und dieser mit dem Überbau sind geschraubt.

Die Drahtseile haben 36 mm Durchmesser; sie bestehen aus 450 Drähten von 1,2 mm und 180 kg/qmm Bruchfestigkeit und einer Hanfseele. An ihrem anderen Ende sind sie wieder in zwei Flacheisen übergeführt; an diesen hängen, ähnlich wie die Aufhängerahmen, die Ballastkästen (Abb. 7). Diese bestehen aus zwei quer von Stütze zu Stütze reichenden Fachwerkswänden, welche unten durch Querträger ⌐ NP 16 und Streben, oben durch eine leichte wagerechte Verspannung miteinander verbunden sind. Die Seitenwände sind an den Enden durch trapezförmige Bleche abgeschlossen; die beiden am gleichen Ende liegenden Bleche sind durch ⌐ NP 22 verbunden; diese tragen 60 mm starke Platten, in welche 320 mm breite, 30 mm tiefe Nuten eingeschnitten sind. Mit diesen finden die Ballastkästen ihre Führung an den äußeren Pfosten der Portalrahmen. Seitlich sind die Kästen durch Querwände Q abgeschlossen. Diese (Abb. 7) dienen gleichzeitig zur Aufhängung, welche an 8 mm starken, durch 2 je 16 mm dicke Beilagen verstärkten Blechen mittels Bolzen von 70 mm Dmr. erfolgt. Die Gegengewichte bestehen aus Schienen im Gewichte von 30 t für jeden Ballastkasten.

Der Antrieb der Hubbrücke erfolgt von Hand. Auf die Portalrahmen ist quer über die Brücke eine Welle W_1 (Abb. 5) gelegt. Auf dieser befindliche Ritzel greifen in Stirnräder, welche auf den Achsen der Seilscheiben sitzen und mit diesen fest verbunden sind. Am stromaufwärtigen Ende der Welle W_1 sitzt ein Kegelrad; dieses wird durch ein ebensolches betätigt, das auf einer nach unten führenden Welle W_2 sitzt. Letztere wird von einer in Fahrbahnhöhe angebrachten Plattform aus durch ein Handvorgelege angetrieben. Das Gesamtübersetzungsverhältnis des Antriebes ist 1 : 156; es gestattet ein Heben oder Senken der Brücke durch je 2 Mann in 7½ Minuten.

(Schluß folgt.)

DIE ZYLINDRISCHE BEHÄLTERWANDUNG BEI NACHGIEBIGER SOHLENEINSPANNUNG.

Von Dr.-Ing. Dr. Lewe, Privatdozent an der Technischen Hochschule Berlin.

Zahlreiche Aufsätze haben sich bereits mit dem Zylinder-Behälterproblem befaßt. Die erste Arbeit von Müller-Breslau[1]) behandelt die konstante und veränderliche, eine weitere Arbeit von Runge[2]) die absatzweise konstante Wandstärke. Eine exakte Lösung für den dreieckigen Wandquerschnitt bringt Reißner[3]), eine allgemeine graphische Lösung Federhofer[4]), dessen auf mathematischem Wege abgeleitetes Verfahren schon früher von dem Italiener Panetti[5]) angegeben worden ist. Eine Erweiterung des analytischen Verfahrens bedeutet die Anwendung der Ritzschen Lösungsmethode durch Pöschl und Terzaghi[6]), die alle möglichen Formen des Wandquerschnitts auf dem Annäherungswege, d. h. nicht in exakter, vollkommen überzeugender Weise zu berücksichtigen gestattet. Allen diesen Verfahren ist vollkommene Einspannung in der starr angenommenen Behältersohle zugrunde gelegt. In einer Erweiterung der Reißnerschen Arbeit ist der Verfasser[8]) einer schon von Müller-Breslau[7]) ausgesprochenen Vermutung, daß der Verlauf der Biegungsmomente bei eisernen Behältern im wesentlichen nur durch die Wandstärke in der unteren nächst der Sohle gelegenen Ringen beeinflußt werde, nachgegangen, indem er zahlenmäßige Beispiele von Behältern konstanter und linear abnehmender Wandstärke, aber mit gleicher unterer Stärke bis zu der Behältercharakteristik $\varkappa = 10\,000$ verglichen hat. Diese für das elastische Verhalten charakteristische Zahl $\varkappa$ ist

$$\varkappa = \frac{h^4 F (m^2 - 1)}{r^2 J m^2} = \frac{h^4 \cdot 12 (m^2 - 1)}{r^2 \delta_u^2 m^2} \quad \ldots\ldots \quad (1$$

wo h die Höhe, F der Wandquerschnitt und J das Trägheitsmoment unten (auch Wandstärke δ_u und δ_u 3/12), r der Radius und m die Poissonsche Konstante = 3 bis 4 oder höher ist. $\varkappa = 10\,000$ bedeutet demnach eine sehr hohe dünne Zylinderwandung kleinen Durchmessers, wie sie bei Ausführung in Eisen meistens, bei Ausführung in Eisenbeton seltener erreicht wird. Das wichtige Ergebnis dieser zahlenmäßigen Vergleichsrechnungen ist eine Bestätigung der Müller-Breslauschen Vermutung, daß bei gleicher unterer Wandstärke für Werte $\varkappa > \sim 1000$:

1. die Ringzugkraft oberhalb ihrer Maximalstelle der jeweiligen Tiefe x fast genau proportional ist,
2. das Verhältnis Moment durch dritte Potenz der Wandstärke $= \frac{M}{J}$ annähernd (für $\varkappa = 1000$ etwa 10, für $\varkappa = 10\,000$ etwa 5 vH) für verschiedene Wandschnitte gleicht bleibt,
3. auch die Ringzugkräfte in beiden Fällen fast gleich groß (Abweichung wie oben) bei gleichen Maximalstellen sind.

Die in vorstehenden 3 Sätzen ausgedrückte Erkenntnis der allein maßgebenden Bedeutung der unteren Wandstärke, die natürlich auch für alle zwischenliegenden Formen (z. B. trapezförmigen Wandschnitt) gilt, gestattet nun, einmal das bisher behandelte Problem zu vereinfachen, dann aber dasselbe auf die Berücksichtigung dünner nachgiebiger Behälterböden (z. B. Kuppelböden, Intzeformen) zu erweitern. Aus dem ersten obiger Sätze ist auch zu entnehmen, daß eine etwaige Einspannung des oberen Zylinderrandes, womit sich eine Arbeit von Mayer[9]) befaßt, nur einen geringen Einfluß ausübt.

Das Problem der zylindrischen Behälterwandung mit nachgiebiger Sohleneinspannung soll nachstehend nach Art zweifach statisch unbestimmten Trägers behandelt werden. Der aus Boden und Zylinderwandung bestehende Behälter wird durch einen Horizontalschnitt oberhalb des Bodens in diese seine beiden Teile zerlegt. Unter dem Flüssigkeitsdruck weicht dann die Wandung radial in bekannter Weise aus. Ebenfalls sind die Verbiegungen des kreisförmigen Bodenrandes unter der Wasserlast nach bekannten [10]) Methoden zu berechnen. Nachstehend werden nun Formeln für die Verbiegung und radiale Ausweichung des Zylinders und der Bodenplatte (Kreis- und Ringplatte) unter Wirkung radialer Einheitslasten und Momente abgeleitet, die mit den vorher berechneten Ausweichungen und Verbiegungen additiv zu

---

[1]) Müller-Breslau, II. Band, 2. Abt., § 16.

[2]) C. Runge, Über die Formänderung eines zylindrischen Behälters, Zeitschr. f. Mathem. u. Phys. 1904, S. 254.

[3]) H. Reißner, Über die Spannungsverteilung in zylindrischen Behälterwänden, B. u. E. 1908, Heft VI.

[4]) K. Federhofer, Graph. Verfahren für die Ermittlung der Spannungsverteilung in zylindrischen Behälterwänden, B. u. E. 1909, Heft XVI.

[5]) Panetti, Giornale del Genio civile, Anno XLIV, Marzo 1906.

[6]) Pöschl und Terzaghi, Berechnung von Behältern nach neueren analytischen und graphischen Methoden, Berlin 1913.

[7]) Müller-Breslau, a. a. o. S. 260 oben.

[8]) Lewe, Einfache Formeln und Kurventafeln zur Berechnung zylindrischer Behälterwände mit verschiedenem Wandschnitt, B. u. E. 1915, Heft IV—V.

[9]) Mayer, Die lotrechte Bewehrung der zylindrischen Behälterwand, B. u. E. 1907, Heft VII.

[10]) Föppl, Festigkeitlehre. 2. Aufl., III. Abschnitt, Leipzig 1900 Lewe, Kreis- und Ringplatten, B. u. E. 1914, Heft XII u. XIII.

2 linearen Gleichungen zusammengesetzt, die Auflösung nach den beiden statisch Unbestimmten: unterem radialen Auflagerzug X und Einspannmoment Z ermöglichen.

1. Einseitig unendlich langes dünnes Zylinderrohr unter Wirkung radialer Kräfte $X = -1$ an einer Stelle x. (Abb. 1.)

Das Störungsglied auf der rechten Seite der bekannten Differentialgleichung verschwindet, es bleibt die homogene lineare Differentialgleichung vierter Ordnung:

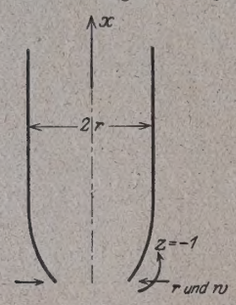


Abb. 1.

$$\frac{\partial^4 w}{\partial \xi^4} + \varkappa w = 0 \quad \ldots\ldots\ldots \quad 2)$$

wo $\varkappa$ durch (1) bestimmt und h eine noch passend festzusetzende Länge ist. Die allgemeine Lösung von (2) lautet:

$$w = \cos n\xi\,(a\,\mathfrak{Cof}\,n\xi + c\,\mathfrak{Sin}\,n\xi) + \sin n\xi\,(d\,\mathfrak{Cof}\,n\xi + b\,\mathfrak{Sin}\,n\xi) \quad \ldots\ldots\ldots \quad (3$$

und $$n = \sqrt[4]{\frac{\varkappa}{4}};\quad \xi = \frac{x}{h}.$$

Aus den oben wiedergegebenen Ergebnissen früherer Untersuchungen weiß man, daß es praktisch belanglos ist, ob man die Grenzbedingungen $w'' = w''' = 0$ im Endlichen (für $x = h$) oder für $x = \infty$ ansetzt. Wählt man letztere Grenze, so führen $w'' = w''' = 0$ für $x = \infty$ zu:

$$\frac{1}{2} e^x \left[-(a+c)\sin n\xi + (b+d)\cos n\xi\right] = w''_{x=\infty} = 0$$

und $$\frac{1}{2} e^x \left[(a+c)(\cos n\xi + \sin n\xi) + (b+d)(\sin n\xi - \cos n\xi)\right] = w'''_{x=\infty} = 0$$

woraus man

$$a = -c \text{ und } b = -d \quad \ldots\ldots\ldots \quad (4$$

erhält. Gleichung (3) wird demnach:

$$w = (\mathfrak{Cof}\,n\xi - \mathfrak{Sin}\,n\xi)\,(a\cos n\xi - b\sin n\xi). \quad \ldots \quad (3a$$

Für $x = 0$ soll sein:

$$w''_{x=0} = 0 \text{ oder } b = 0 \quad \ldots\ldots\ldots \quad (5$$

und $$Q_{x=0} = -\frac{E J m^2}{(m^2-1)h^3} w''' = \frac{-E J m^2}{h^3 (m^2-1)} \cdot 2 n^3 a = -1,$$

woraus schließlich

$$a = +\frac{1}{2} \cdot \frac{m^2-1}{m^2} \cdot \frac{h^3}{n^3 E J}$$

und $$w_x = \frac{1}{2} \cdot \frac{m^2-1}{m^2} \cdot \frac{h^3}{n^3 E J} \cos n\xi\,(\mathfrak{Cof}\,n\xi - \mathfrak{Sin}\,n\xi) \quad . \quad (6$$

$$w_x' = -\frac{1}{2} \cdot \frac{m^2-1}{m^2} \cdot \frac{h^2}{n^2 E J} (\cos n\xi + \sin n\xi)\,(\mathfrak{Cof}\,n\xi - \mathfrak{Sin}\,\xi) \quad (7$$

$$w_x'' = \frac{m^2-1}{m^2} \cdot \frac{h}{n E J} \sin n\xi\,(\mathfrak{Cof}\,n\xi - \mathfrak{Sin}\,n\xi). \quad \ldots \quad (7a$$

2. Einseitig unendlich langes dünnes Zylinderrohr unter Wirkung radialer Momente $Z = -1$.

Bis zur Gleichung (3a) bleiben die Entwicklungen dieselben wie im vorigen Abschnitt. Für $x = 0$ soll sein:

$$w'''_{x=0} = 0 \text{ oder } a = b$$

und $$\mathfrak{M} = +\frac{m^2}{m^2-1} \cdot \frac{E J}{h^2} 2 n^2 a = -1,$$

woraus

$$w_z = -\frac{1}{2} \cdot \frac{m^2-1}{m^2} \cdot \frac{h^2}{E J n^2} (\cos n\xi - \sin n\xi)\,(\mathfrak{Cof}\,n\xi - \mathfrak{Sin}\,n\xi) \quad (8$$

$$w_z' = \frac{m^2-1}{m^2} \cdot \frac{h}{n E J} \cos n\xi\,(\mathfrak{Cof}\,n\xi - \mathfrak{Sin}\,n\xi) \quad \ldots \quad (9$$

$$w_z'' = -\frac{m^2-1}{m^2 E J} (\cos n\xi + \sin n\xi)\,(\mathfrak{Cof}\,n\xi - \mathfrak{Sin}\,n\xi) \quad \ldots \quad (9a$$

3. Kreisplatte durch radiale Kräfte $X = 1$ über Peripherie beansprucht.

Differentialgleichung: $r^2 w'' + r w' - w = 0 \quad \ldots\ldots\ldots \quad (10$

Integral: $$w = a r + \frac{b}{r}.$$

Wegen voller Scheibe wird $b = 0$ und a bestimmt sich aus: für $r = r_a$ (r_a = Außenradius) muß $\sigma_r \delta = X$ werden.

Sind ε_r und ε_t radiale und tangentielle Dehnung, so wird

$$\sigma_r = \frac{m^2}{m^2-1} E\left(\varepsilon_r + \frac{1}{m}\varepsilon_t\right) = \frac{m^2}{m^2-1} E\left(\frac{\partial w}{\partial r} + \frac{1}{m} \cdot \frac{w}{r}\right)$$

$$= \frac{m^2}{m^2-1} E\left(a + \frac{1}{m} a\right) = \frac{m E}{m-1} a$$

$$a = \frac{X}{\delta} \cdot \frac{m-1}{m E}$$

$$w = \frac{m-1}{m E} \cdot \frac{X}{\delta} r;\quad \sigma_r = \sigma_t = \frac{X}{\delta} \quad \ldots\ldots\ldots \quad (11$$

4. Kreisplatte durch radiale Momente $Z = 1$ über Rand beansprucht.

Diese Untersuchung ist bereits früher vom Verfasser angestellt[11]). Ist $\varphi = \frac{\partial w}{\partial r}$ der Winkel zweier um dr auseinanderliegender Tangenten der Verbiegungsfläche, so erhält man dieselbe Differentialgleichung wie vor:

$$r^2 \varphi'' + r \varphi' - \varphi = 0 \quad \ldots\ldots\ldots \quad (12$$

Integral: $$\varphi = a r + \frac{b}{r};$$

Grenzbedingung: $r = 0,\ \varphi = 0;$

$r = r_a,\ m_r = Z.$

Man erhält

$$w'_{az} = \varphi = \frac{m-1}{m E J} r Z \quad \ldots\ldots\ldots \quad (13$$

und $$M_r = M_t = Z \quad \ldots\ldots\ldots \quad (14$$

5. Wasserbehälter mit zylindrischer überall gleichstarker Wand und ebener überall aufliegender Bodenplatte. (s. Abb. 2.)

a) Zylinderwand.

Unter der gegebenen Last, dem Wasserdruck, wird für die zylindrische Behälterwand ohne Boden:

$$w = \frac{\gamma x r^2}{\delta E} \quad \ldots\ldots\ldots \quad (15$$

für den unteren Basiskreis des Zylinders ist

$$x = h$$

und $$w_u = \frac{\gamma h r^2}{\delta E} \quad \ldots\ldots\ldots \quad (16$$

$$w_u' = \left(\frac{\partial w}{\delta x}\right)_{x=h} = \frac{\gamma r^2}{\delta E} \quad \ldots\ldots\ldots \quad (17$$

Nach (6) und (7) wird unter Wirkung $X = -1$ unten für $x = 0$:

$$w_{ux} = -\frac{1}{2} \cdot \frac{m^2-1}{m^2} \cdot \frac{h^3}{n^3 E J} \quad \ldots\ldots\ldots \quad (18$$

$$w'_{ux} = \frac{1}{2} \cdot \frac{m^2-1}{m^2} \cdot \frac{h^2}{n^2 E J} \quad \ldots\ldots\ldots \quad (19$$

[11]) B. u. E. 1914, S. 279.

Nach (8) und (9) wird ebenso infolge Z = — 1 unten:

$$w_{uz} = \frac{1}{2} \cdot \frac{m^2 - 1}{m^2} \cdot \frac{h^2}{E J n^2} \quad \ldots \ldots \quad (20$$

$$w'_{uz} = -\frac{m^2 - 1}{m^2} \cdot \frac{h}{n E J} \quad \ldots \ldots \quad (21$$

b) Bodenplatte.

Unter Wirkung von X = 1 wird am äußeren (Index a) Rande nach (11), wenn d Plattenstärke:

$$w_{ax} = \frac{m - 1}{m E d} r \quad \ldots \ldots \quad (22$$

$$w'_{ax} = 0 \quad \ldots \ldots \quad (23$$

weil keine Verbiegung stattfindet.

Wegen der Voraussetzung, daß die Bodenplatte überall auf einer Unterlagsdecke satt aufliegt, ein Fall, der bei den meisten Eisenbetonturmbehältern vorkommt, kann die Bodenplatte keine Verbiegung, unter Wirkung von Z = 1 erfahren:

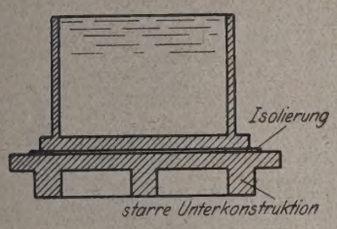


Abb. 2.

$$w_{az} = w'_{az} = 0.$$

Aus den Bedingungen, daß w_u und w' für Zylinderwand und Bodenplatte gleich groß sein müssen, erhält man jetzt die beiden Gleichungen für X und Z:

$$\left.\begin{aligned} w_u + w_{ux} X + w_{uz} Z &= w_{ax} X \\ w_u' + w'_{ux} X + w'_{uz} Z &= 0 \end{aligned}\right\} \quad \ldots \ldots \quad (23a$$

oder

$$\frac{\gamma h r^2}{\delta E} + \frac{1}{2} \cdot \frac{m^2 - 1}{m^2} \cdot \frac{h^3}{n^3 E J} X - \frac{1}{2} \cdot \frac{m^2 - 1}{m^2} \cdot \frac{h^2}{E J n^2} Z = -\frac{m - 1}{m E d} r X \quad (24$$

$$-\frac{\gamma r^2}{\delta E} - \frac{1}{2} \cdot \frac{m^2 - 1}{m^2} \cdot \frac{h^2}{n^2 E J} X + \frac{m^2 - 1}{m^2} \cdot \frac{h}{n E J} Z = 0 \quad (25$$

Durch Auflösen nach den Unbekannten erhält man leicht die Querkraft X und das Einspannmoment Z für die unteren Wandpunkte. Ist die Bodenplatte sehr stark, so verschwindet die rechte Seite der Gleichung (24) und man erhält die bekannte Formel[12]) für das Einspannmoment bei starrer Bodenplatte:

$$Z = \mathfrak{M}_e = -\frac{m^2}{m^2 - 1} \cdot \frac{\gamma r^2 J}{h \delta} 2 n (n - 1) \quad \ldots \ldots \quad (26$$

6. Dreieckiger Wandlängenschnitt, aufliegender Boden.

Es wird bei

$$\delta = \delta_u \xi = \delta_u \frac{x}{h}$$

$$w = \frac{\gamma h r^2}{\delta_u E} \quad \ldots \ldots \quad (27$$

$$w' = 0$$

und daher treten anstelle der Gleichungen (24), (25):

$$\frac{\gamma h r^2}{\delta_u E} + \frac{1}{2} \cdot \frac{m^2 - 1}{m^2} \cdot \frac{h^3}{n^3 E J} X - \frac{1}{2} \cdot \frac{m^2 - 1}{m^2} \cdot \frac{h^2}{E J n^2} Z = -\frac{m - 1}{m E d} r X \quad (28$$

$$-\frac{1}{2} \cdot \frac{m^2 - 1}{m^2} \cdot \frac{h^2}{n^2 E J} X + \frac{m^2 - 1}{m^2} \cdot \frac{h}{n E J} Z = 0 \quad \ldots \quad (29$$

woraus X und Z, wie vor.

Bei starrer Bodenplatte (d = ∞) wird jetzt:

$$Z = \mathfrak{M}_e = -\frac{m^2}{m^2 - 1} \cdot \frac{\gamma r^2 J}{h \delta_u} 2 n^2 \quad \ldots \ldots \quad (30$$

[12]) B. u. E., 1915, S. 68.

Beispiel zu 5 und 6.

I. Eisenbeton-Wasserbehälter der Reichsstickstoffwerke Piesteritz

Zylinderwand: h = 800 cm,
r = 900 „ ,
δ_u = 36 „ ,
δ_0 = 20 „ ,
Bodenplatte: d = 15 „ .

Bei Annahme einer starren Bodenplatte würde man erhalten nach (26):

$$\mathfrak{M}_e = -\frac{0{,}001 \cdot 900^2 \cdot 36^2}{800 \cdot 12} \cdot 2 n (n - 1)$$

wo

$$n = \sqrt[4]{\frac{3 h^4}{r^2 \delta_u^2}} = 1{,}315 \frac{800}{\sqrt{900 \cdot 36}} = 5{,}85$$

$$\mathfrak{M}_e = -6200 \text{ cmkg}$$

und aus (25) die Querkraft

$$X = -(4{,}8 \cdot 6200 + 3070) : 330 = -99{,}9 \text{ kg}$$

bei **starrem** Boden.

Wegen Verjüngung der Behälterwandung wird dieses Moment nach (30) um ein geringes größer. Bei Berücksichtigung der Nachgiebigkeit der Bodenplatte wird nach (24) und (25):

$$-\frac{0{,}001 \cdot 800 \cdot 900^2}{36} - \frac{800^3 \cdot 6}{5{,}85^3 \cdot 36^3} X + \frac{800^2 \cdot 6}{36^3 \cdot 5{,}85^2} Z = \frac{900}{15} X$$

$$+\frac{0{,}001 \cdot 900^2 \cdot 800}{36 \cdot 5{,}85} + \frac{800^3 \cdot 6}{5{,}85^3 \cdot 36^3} X - \frac{800^2 \cdot 12}{5{,}85^2 \cdot 36^3} Z = 0$$

oder

$$-18\,000 - (330 + 60) X + 2{,}4 Z = 0$$
$$+3070{,}0 + 330 X - 4{,}8 Z = 0$$

$$Z = -\frac{18\,000 - 3630}{3{,}28} = -4360 \text{ cmkg}$$

Querkraft $X = -(4{,}8 \cdot 4360 + 3070) : 330 = -73{,}0$ kg

bei **nachgiebigem** Boden.

Durch die Berücksichtigung der elastischen Ausweichung der 15 cm starken Bodenplatte hat sich das Einspannmoment von 6200 auf 4360, also um etwa 30 vH, die Querkraft X um etwa 20 vH verringert. Um ein ähnliches Maß werden die Ringzugkräfte größer werden; man berechnet dieselben nach (6) und (18):

$$S = \frac{E \delta}{r} w = \frac{E \delta}{r} \left(\frac{\gamma x r^2}{\delta E} + X w_x - Z w_z \right).$$

II. Beispiel eines kleineren Behälters von 500 cbm Inhalt.

h = 600 cm; r = 515 cm; δ = 15; d = 15 cm.

Bei Annahme starren Bodens würde man nach Formel (26) erhalten:

$$n = 1{,}215 \frac{600}{\sqrt{515 \cdot 15}} = 11{,}6$$

$$\mathfrak{M}_e = -\frac{0{,}001 \cdot 515^2 \cdot 15^2}{600 \cdot 12} \cdot 2 \cdot 11{,}6 \cdot 10{,}6 = -2050 \text{ cmkg}$$

$$X = -\frac{9{,}48 \cdot 2050 + 912}{245} = -83 \text{ kg},$$

während man bei Berücksichtigung der Bodennachgiebigkeit erhält:

$$\frac{0{,}001 \cdot 600 \cdot 515^2}{15} + \frac{600^3 \cdot 6}{11{,}6^3 \cdot 15^3} X - \frac{600^2 \cdot 6}{15^3 \cdot 11{,}6^2} Z = -\frac{515}{15} X$$

$$-\frac{0{,}001 \cdot 515^2 \cdot 600}{15 \cdot 11{,}6} - \frac{600^3 \cdot 6}{11{,}6^3 \cdot 15^3} X + \frac{600^2 \cdot 12}{11{,}6^2 \cdot 15^3} Z = 0$$

oder

$$10\,600 + (245 + 34) X - 4{,}74 Z = 0$$
$$-912 - 245 X + 9{,}48 Z = 0$$

$$X = -\frac{21\,200 - 900}{313} = -65 \text{ kg}$$

$$Z = -\frac{279 \cdot 65 - 10\,600}{4{,}74} = -1600 \text{ cmkg}.$$

7. Ebene Bodenplatte mit Randauflagerung (s. Abb. 5).

Bei praktischen Ausführungen sowohl in Eisen wie Eisenbeton tritt häufig anstelle einer durchgehenden Auflagerung des Behälterbodens die Unterstützung des Bodenrandes allein durch einen Auflagerring, der seinerseits fest mit den Stützen der Tragkonstruktion verbunden bzw. in einem Stück mit letzterer hergestellt wird. Zwischen Behälter und Auflagerring liegt eine Asphaltpapplage, um die Bewegungen der Tragkonstruktion nach Möglichkeit vom Behälter fernzuhalten. Die Einwirkung der Kräfte X ist wie oben zu betrachten, während die Momente Z in Verbindung mit der Wasserlast eine Änderung der radialen Randtangenten herbeiführen, die neu zu berücksichtigen ist.

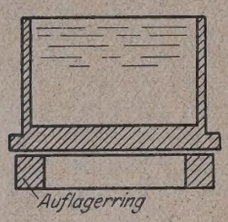


Abb. 3.

Nach Föppl[13]) ist für die frei am Rande aufliegende gleichmäßig belastete Kreisplatte

$$\varphi = \frac{N}{8}\left(\frac{3\,m+1}{m+1}\,r^2 x - x^3\right)$$

und mit Einsetzen des Wertes N und $x = r$:

$$\left.\begin{aligned}\varphi = w_a' &= p\,\frac{m-1}{m}\cdot\frac{1{,}5}{E\,d^3}\,r^3 = 1{,}5\,\gamma h\,\frac{m-1}{m}\cdot\frac{r^3}{E\,d^3}\\ &= 0{,}125\,\gamma h\,\frac{m-1}{m}\cdot\frac{r^3}{E\,J}\end{aligned}\right\} \quad \ldots\ldots \quad (31$$

Die (23a) entsprechenden Gleichungen werden hier:

$$\left.\begin{aligned} w_u + w_{ux}\,X + w_{uz}\,Z &= w_{ax}\,X\\ w_u' + w'_{ux}\,X + w'_{uz}\,Z &= w'_{az}\,Z + w_a'\end{aligned}\right\} \quad \ldots\ldots \quad (32$$

Bei Annahme konstanter Ringwandstärke (Fehler bei $n > 2{,}5$ gering) wird nach (6), (7), (8), (9), (13), (16), (17), (22) und (31):

$$\frac{\gamma h r^2}{\delta E} + \frac{1}{2}\cdot\frac{m^2-1}{m^2}\cdot\frac{h^3}{n^3 E J}\,X - \frac{1}{2}\cdot\frac{m^2-1}{m^2}\cdot\frac{h^2}{E J n^2}\,Z = -\frac{m-1}{m\,E\,d}\,r\,X \quad (33$$

$$-\frac{\gamma r^2}{\delta E} - \frac{1}{2}\cdot\frac{m^2-1}{m^2}\cdot\frac{h^2}{n^2 E J}\,X + \frac{m^2-1}{m^2}\cdot\frac{h}{E J n}\,Z = -\frac{m-1}{m\,E\,J_b}\,r\,Z - 0{,}125\,\gamma h\,\frac{m-1}{m}\cdot\frac{r^3}{E\,J_b} \quad \ldots \quad (34$$

wo J_b Trägheitsmoment des Bodens.

Beispiel zu 7.

Die Ringwand habe die gleichen Abmessungen wie im zweiten Beispiel zu 5. und 6.; die Bodenplatte dagegen, die als Träger der ganzen Wasserlast dienen soll, muß dagegen stärker als früher ausgebildet werden. Um das notwendige Widerstandsmoment zu erzielen, wird eine Plattenbalken- (mit eng beieinander liegenden Balken) oder eine Hohlkörperdecke gewählt. Anstatt der Plattenstärke d ist der Querschnitt F, anstatt $\frac{d^3}{12}$ das wirkliche Querschnittsträgheitsmoment einzuführen. Bei 40 cm Höhe der 15 cm breiten im Abstand von 50 cm kreuzweis gelegten Balken und 10 cm oberer Plattenstärke ist

$$F = d = \frac{100\cdot 10 + 2\cdot 30\cdot 15}{10} = 19\text{ cm},$$

$$J = \sim\left(\frac{100\cdot 40^3}{12} - \frac{70\cdot 20^3}{12}\right)\frac{1}{100} = 4840\text{ cm}^3.$$

[13]) Föppl, a. a. O. S. 281, Formel 157.

Nach (33) und (34) erhält man:

$$10\,600 + 245\,X - 4{,}74\,Z = -27\,X;$$

$$-17{,}7 - 4{,}73\,X + 0{,}183\,Z = -\frac{515}{4840}\,Z - 0{,}125\cdot 0{,}001\cdot 600\cdot\frac{515^3}{4840}$$

$$= -0{,}106\,Z - 2120.$$

Die Auflösung ergibt

$$X = -231\text{ kg};\quad Z = -11\,000\text{ cmkg}.$$

Diese unwahrscheinlich hohen Werte entstehen durch die gewaltige Kraftwirkung der Wasserlast auf die Bodenplatte (vgl. den überragenden Einfluß des letzten Gliedes der zweiten Gleichung) und Übertragung des Einspannmomentes der Bodenplatte auf die Behälterwandung. Zum Vergleich sei das radiale Randmoment der Bodenplatte bei voller Einspannung berechnet. Man erhält[14]):

$$\mathfrak{M}_r = \frac{q\,r^2}{16}\left(\frac{m+1}{m} - \frac{3\,m+1}{m}\cdot\frac{x^2}{r^2}\right) = -\frac{q\,r^2}{8}\text{ für } x = r\text{ (Rand)},$$

in unserm Falle $a = \gamma h = 0{,}001\cdot 600 = 0{,}6$ kg/cm²

$$M_r = -\frac{0{,}6\cdot 515^2}{8} = -20\,000\text{ cmkg}$$

gegenüber vorberechneten — 11 000. Auch die Formeln (33) und (34) ergeben diesen Wert, wenn man die Behälterwandstärke $\delta = \infty$ setzt. Es verschwinden in diesem Falle alle Glieder links, die erste Gleichung ergibt $X = 0$, die zweite $Z = -0{,}125\,\gamma h\,r^2$.

8. Ebene Bodenplatte mit überragendem Rand. (s. Abb. 4.)

In der Praxis kommt diese Form bei Behältern um Schornsteinen und bei Wahl eines Auflagerringes mit kleinerem Radius als r vor. Die radiale Randverbiegung φ ist vom Verfasser schon früher angegeben[15]). Nur die letztere Ausführungsform, die trotz ihrer nachstehend erläuterten Vorzüge wohl wegen der bisher unklaren statischen Verhältnisse in der Praxis, soweit bekannt, nicht angewendet ist, soll hier behandelt werden. Ist ϱ der Radius des Auflagerringes, r derjenige der Behälterwand, so erhält man aus den Gleichungen (21) bis (22) der erwähnten Quelle für die Randverbiegung:

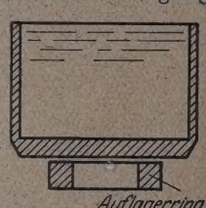


Abb. 4.

$$\varphi_a = \frac{p\,r^3}{16\,E\,J}\left(2\,\frac{m-1}{m} - 4\,\frac{m-1}{m}\cdot\frac{\varrho^2}{r^2}\right) \quad \ldots\ldots \quad (35$$

und für das radiale Auflagerringmoment:

$$M_\varrho = -\frac{q\,r^2}{16}\left[\frac{3\,m+1}{m}\left(\frac{\varrho^2}{r^2} - 1\right) + 4\,\frac{m+1}{m}\ln\frac{r}{\varrho} + 2\,\frac{m-1}{m}\left(1 - \frac{\varrho^2}{r^2}\right)\right] \quad (36$$

Von den Gleichungen (33) und (34) bleibt alles bis auf das letzte Glied der Gl. (34), das durch die rechte Seite von (35) mit $p = \gamma h$ zu ersetzen ist. Der Vorteil dieser Konstruktion liegt in der Möglichkeit, durch passende Wahl der Größe des Auflagerringes die Eckmomente und damit das Auftreten von innen beginnender Risse nach Belieben mehr oder weniger auszuschalten. In unserem Zahlenbeispiel zu 7 kann man so anstelle des Summanden — 2120 der zweiten Bestimmungsgleichung in weiten Grenzen eine andere negative oder sogar positive Zahl bringen. So erhält man z. B. für $\varrho = \frac{r}{\sqrt{2}}$ nach (35) $\varphi_a = 0$ und die Gleichungen:

$$\left.\begin{aligned} 10\,600 + 272\,X - 4{,}74\,Z &= 0\\ -17{,}7 - 4{,}73\,X + 0{,}289\,Z &= 0\end{aligned}\right\} \text{ für } \varrho = 0{,}707\,r,$$

daraus

$$X = -\frac{10\,600 - 300}{194{,}3} = -\mathbf{53\text{ kg}},$$

$$Z = -\frac{10\,600 - 272\cdot 53}{4{,}74} = -\mathbf{3800\text{ cmkg}}.$$

[14]) B. u. E. 1914 H. XIII, S. 279, Formel 23.
[15]) Desgl. S. 279, Formel 22.

Für $\varrho = 0{,}64\,r$ (bei $m = \infty$) würde man dagegen nach (35) erhalten:

$$\varphi_a = \frac{p\,r^3}{16\,E\,J_6}(2 - 1{,}64) = 0{,}0225\,\frac{p\,r^3}{E\,J_6} = 0{,}0225 \cdot 0{,}001 \cdot 600 \cdot \frac{515^3}{4840} = 380,$$

demnach die Bestimmungsgleichungen:

$$10\,600 + 272\,X - 4{,}74\,Z = 0$$
$$(17{,}7 - 390) - 4{,}73\,X + 0{,}289\,Z = 0$$

daraus

$$X = -\frac{10\,600 - 6530}{194{,}3} = -20{,}9 \text{ kg},$$

$$Z = +\frac{10\,600 - 272 \cdot 20{,}9}{4{,}74} = +1030 \text{ cmkg}.$$

Wählt man diese Auflagerung $\varrho = 0{,}64\,r$ für die Konstruktion, so ergeben sich zwei Vorteile:

1. in der Ecke werden Innenrisse wegen der hier vorhandenen Betondruckspannung (positives Biegungsmoment) vermieden,
2. das äußere Zugeisen braucht nicht wie bei Inneneisen mehrfach abgesetzt, sondern kann in einem Stück durchgeführt werden.

Man erhält in verschiedenen Höhen:

Tabelle für $n = 11{,}6$.

$\xi =$	$n\xi$	$\mathfrak{Cof}\,n\xi - \mathfrak{Sin}\,n\xi$	$\sin n\xi$	$\cos n\xi$	$X = 1$		$Z = 1$	
					6	7a	8	9a
0,0	0,00	1,000	0,00	1,00	1,0000	0,0000	1,0000	1,0000
0,1	1,16	0,314	0,917	0,399	0,1255	0,2875	−0,1620	0,4130
0,2	2,32	0,098	0,731	−0,682	−0,0670	0,0716	−0,1386	0,0046
0,3	3,48	0,031	−0,334	−0,943	−0,0293	−0,0104	−0,0189	−0,0397
0,4	4,64	0,010	−0,998	−0,070	−0,0007	−0,0100	0,0093	−0,0107

Die radiale Ausweichung w wird:

$$w = w_0 + w_x + w_z$$

$$= \frac{\gamma\,r^2\,h}{\delta\,E}(1 - \xi) + \frac{1}{2} \cdot \frac{m^2 - 1}{m^2} \cdot \frac{h^3}{n^3\,E\,J} \cos n\xi\,(\mathfrak{Cof}\,n\xi - \mathfrak{Sin}\,n\xi)\,X$$

$$- \frac{1}{2} \cdot \frac{m^2 - 1}{m^2} \cdot \frac{h^2}{h^2\,E\,J} (\cos n\xi - \sin n\xi)\,(\mathfrak{Cof}\,n\xi - \mathfrak{Sin}\,n\xi)\,Z \qquad (37$$

wo $\xi = \frac{x}{h}$ und x die Höhe über oberem Bodenrand. Die Ringkräfte werden:

$$S_t = \frac{E\,\delta}{r}\,w \qquad (38$$

und die senkrechten Biegungsmomente:

$$M_x = -\frac{m^2\,E\,J}{m^2 - 1}\,w'' = -\frac{h}{n} \sin n\xi\,(\mathfrak{Cof}\,n\xi - \mathfrak{Sin}\,n\xi)\,X + (\cos n\xi + \sin n\xi)(\mathfrak{Cof}\,n\xi - \mathfrak{Sin}\,n\xi)\,Z \qquad (39$$

Tabelle für w, S_t und M_x.

$\xi =$	$E\,w_0$	$E\,w_x$	$E\,w_z$	$E\,w$	S_t	M_x
0,0	10 600	−5110	−4890	600	**17**	**1030**
0,1	9 520	− 641	791	9670	**281**	**737**
0,2	8 470	342	680	9490	**276**	**83**
0,3	7 400	150	93	8640	**252**	**−52**
0,4	6 350	4	− 45	6310	**184**	**−22**
0,5	5 300			5300	**154**	
0,6	4 230			4230	**123**	
0,7	3 170			3170	**92**	
0,8	2 120			2120	**62**	
0,9	1 060			1060	**31**	
1,0	0,000			0,000	**0**	

Mit der Kenntnis von S_t und M_x ist die Dimensionierung der Ringwand gegeben.

Für das radiale maximale Biegungsmoment der Bodenplatte erhält man nach (36):

$$M_\varrho = -\frac{0{,}001 \cdot 600 \cdot 515^2}{16}\left[3\,(0{,}64^2 - 1) - 4 \ln 0{,}64 + 2\,(1 - 0{,}64^2)\right] + 1030 = \mathbf{10\,800\ cmkg}.$$

Ergebnis.

Die übliche Berechnungsweise zylindrischer Behälterwände setzt eine starre unnachgiebige Einspannung in der als starrer Körper angenommenen Bodenplatte voraus. Im Gegensatze hierzu wird in vorstehender Untersuchung die Bodenplatte als elastisches Glied in die Rechnung mit eingezogen. Die Querkraft $Q_x = X$ an der Verbindungsstelle und das Sohleneinspannmoment $M_e = Z$ werden als statisch unbestimmte Kräfte aus zwei linearen Gleichungen, die aussagen, daß elastische Ausweichung und Verbiegung der unteren Ringwandpunkte und der äußeren Bodenteile einander gleich sind, gewonnen. Das Verfahren, daß sich auf alle Bodenformen übertragen läßt, ist dargestellt:

1. an einem Behälter, dessen dünner ebener Boden auf starrer ebener Unterlage verschiebbar aufliegt (s. Abb. 2),
2. an einem Behälter, der auf einem Auflagerring unter der Ringwand aufruht, dessen Boden demnach nur am Rande unterstützt ist (s. Abb. 3).
3. an einem Behälter, dessen Boden ebenfalls auf einem Auflagerring aufruht, aber über denselben ausgekragt ist (s. Abb. 4).

Die Formeln werden an den Beispielen eines 3000 cbm großen und an einem Behälter von 300 cbm Inhalt erprobt und mit der üblichen Rechnungsweise verglichen. Es ergeben sich bei Behälter nach (1) Unterschiede bis 30 vH, während die übliche Rechnungsweise für Formen nach (2) und (3) überhaupt ungeeignet ist. Die Ausführung nach (2) erweist sich als sehr ungünstig, weil die Wandmomente bedeutend vergrößert werden, die Form (3) dagegen als sehr empfehlenswert, weil hierbei Wandmomente und Querkräfte durch geeignete Wahl der Überkragung fast zum Verschwinden gebracht werden können und anderseits auch die Bodenplatte von der Wand günstig beeinflußt wird.

WERFT- UND HAFENBAUTEN DER DANZIGER REICHSWERFT AUF DER HOLMINSEL WÄHREND DES KRIEGES.

Von Oberbaurat Stichling, Danzig-Langfuhr.

(Schluß von Seite 148.)

Bauzeiten und Stand der Hafenbauten bei Einstellung der Arbeiten.

Die Arbeiten am Kaiserhafenufer wurden im November 1916 in Angriff genommen und im August 1918 bis auf eine 150 m lange Strecke, die wegen des daselbst befindlichen Montageplatzes nebst Ablaufbahn für die Schwimmdockbauten zurückbleiben mußte, beendet.

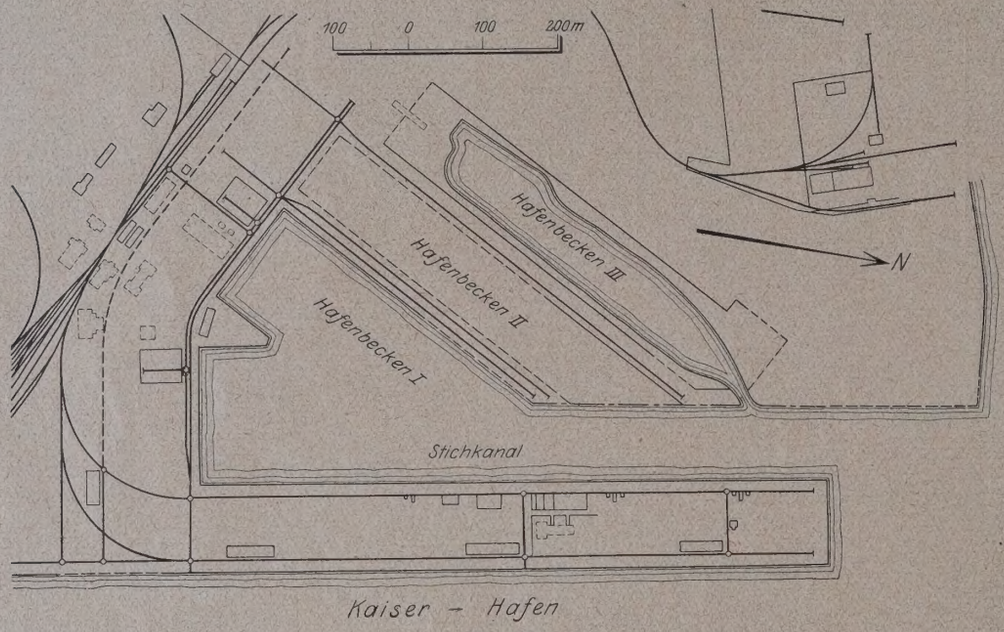


Abb. 13.

Mit Ausbaggerung des Stichkanals wurde im Juli 1916 begonnen, mit Rammung der Eisenbetonflügelpfähle, deren Herstellung zum größten Teil im Winter 1916/17 in geheizten Schuppen erfolgte, im März 1917. Infolge der erwähnten Schwierigkeiten bei Ausführung der Eisenbetonuferbefestigung — es handelte sich im ganzen um 1500 m — verzögerte sich die Fertigstellung dieser Arbeiten. Sie konnten erst im Juli 1918 zum Abschluß gebracht werden. Bei Einstellung der Bauten im Frühjahr 1919 waren Stichkanal und Hafenbecken I mit Ausnahme des Nordwestufers des letzteren betriebsfertig.

Mit den Arbeiten am Nordwestufer des Hafenbeckens I und an den Ufern des Hafenbeckens II wurde im Juli 1918 begonnen. Nach Abschluß des Waffenstillstandes wurden sie nur noch langsam fortgesetzt. Bei Einstellung der Arbeiten waren am Nordwestufer des Hafenbeckens I Pfahlrost und Spundwand in ganzer Länge, die Betonmauer auf etwa 200 m Länge fertiggestellt. Nicht ganz soweit waren die Arbeiten an dem gleichzeitig vom äußeren Ende an in Angriff genommenen Nordwestufer des Hafenbeckens II gediehen, da hier teilweise sehr ungünstige Untergrundverhältnisse angetroffen wurden.

Mit Ausbaggerung des Hafenbeckens II wurde noch nicht begonnen.

Die Arbeiten am Hafenbecken III wurden bereits im Mai 1917 in Angriff genommen. Bei Einstellung der Bauten waren die Uferbefestigungen an den beiden Längsufern mit Ausschluß des kleinen Bootshafens fertig gestellt, von der Ausbaggerung etwa $^2/_3$ der Gesamtleistung. Einen Überblick über den Bauzustand gibt Abb. 13, in welcher die fertigen Baustrecken

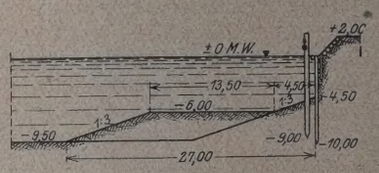


Abb. 14.

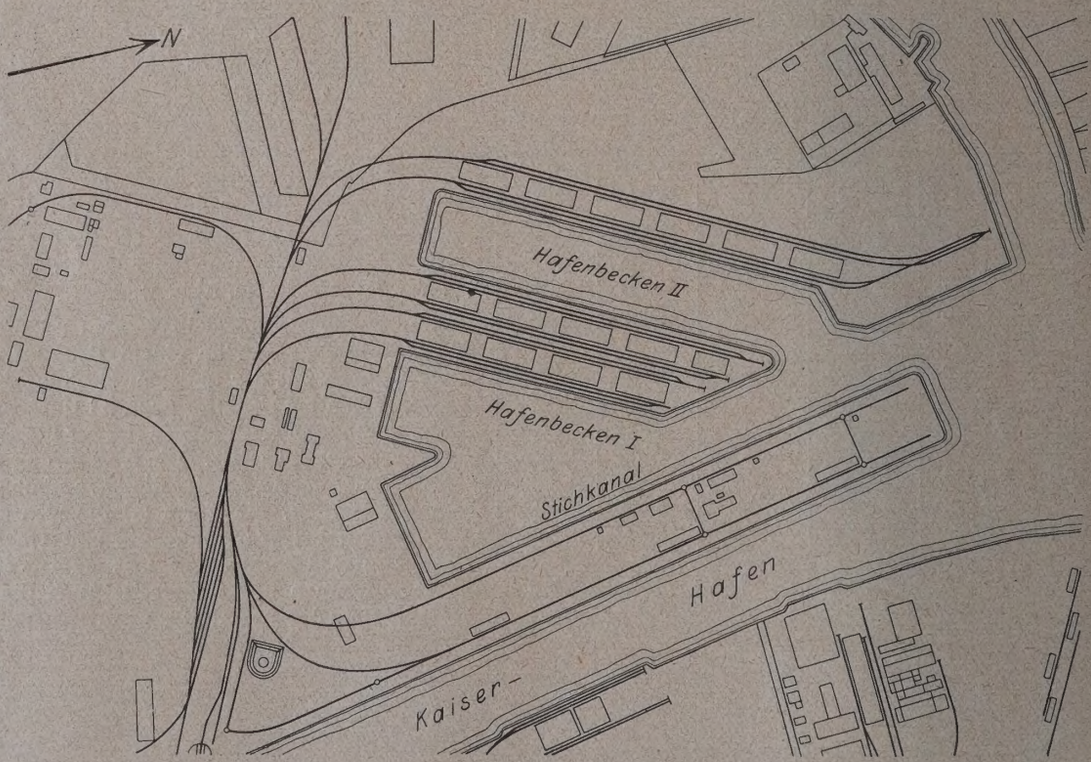


Abb. 16.

und Bauwerke in ausgezogenen, die noch unfertigen in gestrichelten Linien angegeben sind.

Diese Angaben sind zum Verständnis der folgenden Schlußbetrachtungen notwendig.

Verwertung der neuen Anlagen für Zwecke der Handelsschiffahrt und Industrie.

Da die neuen Werft- und Hafenanlagen für ihre eigentliche Zweckbestimmung nicht mehr in Frage kommen, ist zu erwägen, wie dieselben für die Handelsschiffahrt und Privatindustrie nutzbar gemacht und entsprechend umgestaltet werden können.

a) Kaiserhafenufer.

Am Kaiserhafenufer beträgt die Wassertiefe vor der neuen Spundwand 4½ m unter M. W. Eine Vergrößerung dieser Tiefe würde einen völligen Umbau der Uferbefestigung bedingen und mit hohen Kosten verknüpft sein. Sollte es erforderlich werden, Schiffen größeren Tiefgangs das Anlegen an diesem Ufer zu ermöglichen, so würde sich die Herstellung von Dalben und Anlegebrücken empfehlen, welche ebenso wie die beiden bereits vorhandenen Brücken vor die Uferlinie vortreten. Außerdem wird es zweckmäßig sein das Profil, wie in Abb. 14 angedeutet, abzubaggern, um ein Festkommen tiefer gehender Schiffe auf dem 6 m tiefen Absatz zu vermeiden.

Die drei vorhandenen Bootskammergebäude sind für Lagerungszwecke verwendbar, wobei allerdings die leichte Bauweise derselben zu berücksichtigen ist. Für den Bau weiterer Lager-

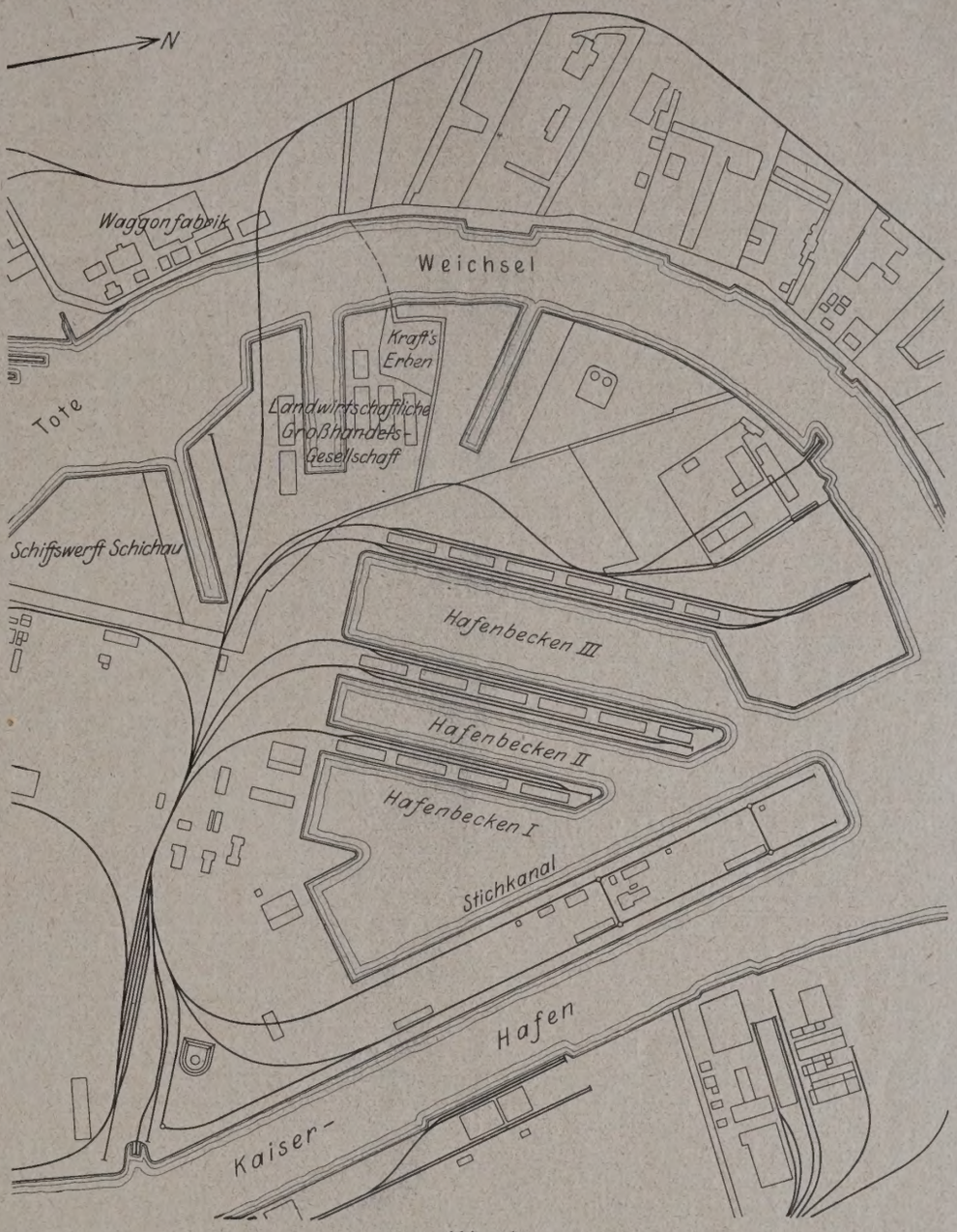


Abb. 15.

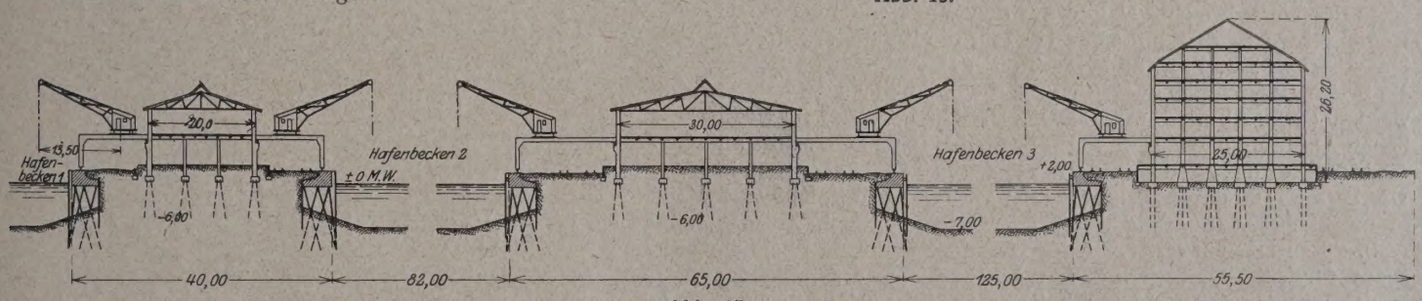


Abb. 17.

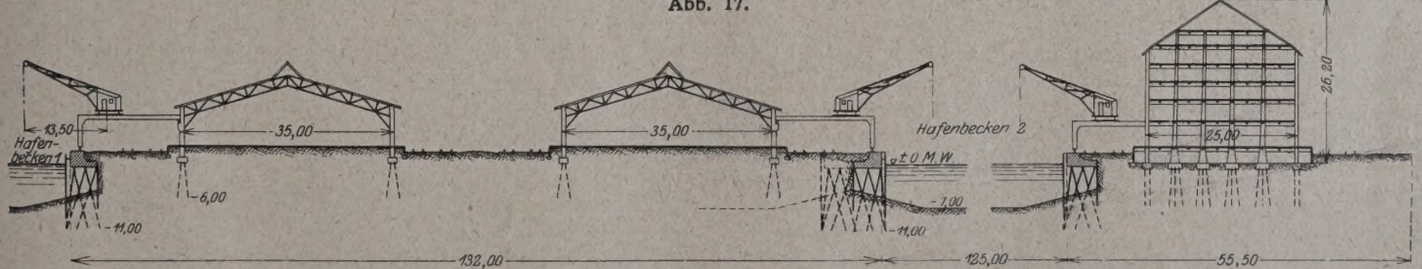


Abb. 18.

häuser usw. ist genügend Platz vorhanden. Die Gleisanlagen würden zu erweitern sein. Auf Einzelheiten näher einzugehen würde zu weit führen.

b) Innere Hafenbecken.

Im Stichkanal und Hafenbecken I beträgt die Wassertiefe, wie bereits erwähnt, 7 m unter M. W. Eine Vertiefung auf 8 m oder 9½ m (wie das Fahrwasser der toten Weichsel und des Kaiserhafens) würde zwar unter Wahrung des nötigen Abstands von den Uferbefestigungen möglich sein, sich aber kaum empfehlen, da die Hafenbecken mit ihren verhältnismäßig schmalen Abmessungen mehr auf den Verkehr mittelgroßer Schiffe bis zu etwa 6 m Tiefgang hinweisen.

Für Schiffe mittlerer Größe ist das Ostufer des Stichkanals als Kai für den Handelsverkehr gut verwertbar. Zum Bau von Schuppen und Speichern ist genügend Platz vorhanden. Eine Erweiterung der Gleisanlagen wird sich auch hier erforderlich machen, ebenso die Schaffung von Lösch- und Ladeeinrichtungen.

Vor dem noch unvollendeten Nordwestufer des Hafenbeckens I war eine Wassertiefe von 5½ m vorgesehen. Da der Bau dieser Uferstrecke bereits weit vorgeschritten ist, kommt eine Änderung dieses Ufers nicht mehr in Frage, sondern lediglich die Fertigstellung in der begonnenen Weise. Die vorgesehene Breite der Kaizunge zwischen Hafenbecken I und II von nur 32 m ist aber für die Handelsschiffahrt unzureichend, da größere Lagerschuppen für den Umschlagverkehr auf der Kaizunge nicht entbehrt werden können. Eine Verbreiterung ist jedoch nur auf Kosten der an sich schon geringen Breite des Hafenbeckens II (90 m) möglich, sie müßte sich daher in engen Grenzen halten. Bei einer Verbreiterung auf 40 m, wie in Abb. 15 und 17 dargestellt, würde, wenn auf der einen Uferseite eine 6 m breite Fahrstraße, auf der anderen Seite ein Doppelgleis angenommen wird, für den Bau von Lagerschuppen eine Breite von rd. 20 m verfügbar bleiben. Auch diese Schuppenbreite ist bei beiderseitiger Belegung des Kais mit Frachtschiffen noch sehr gering, selbst wenn eine zweistöckige Anordnung der Schuppen, wie an dem neuen Osthafen der Stadt Berlin, gewählt wird. Eine weitere Verbreiterung der Kaizunge kann aber nicht in Frage kommen, da sonst die Breite des Hafenbeckens II zu sehr eingeschränkt würde. Eine Verbreiterung der Kaizunge zwischen Hafenbecken II und III und Hafenbecken III würde dagegen ohne größere Unkosten möglich sein, da die Uferbefestigungen des Hafenbeckens III nur behelfsmäßig ausgeführt sind und leicht wieder entfernt werden können.

Eine andere Lösung ist möglich, wenn auf die Wiederverwendung der bisher ausgeführten Befestigung des Nordwestufers des Hafenbeckens II und auf das ganze Hafenbecken II verzichtet wird. Es könnte dann das für die Kaizunge zwischen Hafenbecken I und II und Hafenbecken II vorgesehene Gebiet als breite Hafenzunge ausgenutzt und entsprechend ausgebaut werden (siehe Abb. 16 u. 18). Die Uferbefestigung zum westlichen Abschluß dieser etwa 132 m breiten Hafenzunge würde an die bisher für das Nordwestufer des Hafenbeckens II ausgeführte Uferbefestigung unter Benutzung der vorhandenen Spundwand in umgekehrter Richtung angesetzt werden können, wie aus Abb. 18 zu ersehen ist. Auf der Hafenzunge würde reichlich Platz für eine Doppelreihe von Lagerschuppen genügender Breite und für die Anlage von Straßen und Gleisen vorhanden sein.

Welcher der beiden Anordnungen, die hier nur im Princip angedeutet sind und im Einzelnen noch sehr verschieden gestaltet werden können, der Vorzug zu geben ist, kann nur nach eingehender Bearbeitung entschieden werden, hängt auch von der weiteren Entwicklung der Verhältnisse und Umstände ab, auf die hier nicht näher eingegangen werden kann.

Neue Eisenbahnverbindung.

Für die Verwendung der neuen Hafenanlagen für die Handelsschiffahrt ist eine Hauptbedingung die Herstellung einer leistungsfähigen Eisenbahnverbindung nach dem Holm. Die jetzige Fähranlage am Kaiserhafen vermag nur 4 Eisenbahnwagen normaler Abmessung auf einmal zu befördern und braucht für eine Hin- und Rückfahrt einschließlich des Abziehens des beladenen und der Zustellung der leeren Wagen etwa 20 Minuten. Eine Verdoppelung der Leistungsfähigkeit würde zwar durch Erweiterung der jetzigen Anlage zu einer Doppelfähre mit nicht allzu hohen Kosten zu erreichen sein. Indessen würde bei der zu erwartenden bedeutenden Steigerung des Eisenbahnverkehrs diese Maßnahme nicht genügen, vielmehr muß der Frage einer festen Brückenverbindung baldigst nähergetreten werden.

Eine Brücke über den Kaiserhafen wird wegen Behinderung des Schiffahrtsverkehrs nicht in Frage kommen, vielmehr eine solche über die tote Weichsel, etwa in der Höhe der Grundstücke der Waggonfabrik und der Landwirtschaftlichen Großhandelsgesellschaft.

Wegen der Unmöglichkeit der Ausführung langer Brückenrampen auf der Holmseite wird eine bewegliche (Klapp- oder Dreh-) Brücke gewählt werden müssen. Weiter wird zu untersuchen sein, ob außer der Eisenbahn auch der Fuhrwerks- und Personenverkehr über die Brücke zu leiten ist oder ob für letzteren eine besondere Verbindung herzustellen ist, etwa unter Benutzung der neuen Doppelfähranlage zwischen der früheren Reichswerft und dem Holm, die durch eine direkte Zufuhrstraße von der Stadt aus für den öffentlichen Verkehr zugänglich zu machen sein würde.

Gleisumbauten.

Der Bau einer Eisenbahnbrücke sowohl als die unbedingt notwendige Herstellung direkter Gleisverbindungen nach den verschiedenen Hafenkais erfordert durchgreifende Änderungen der bisher vorgesehenen und teils bereits ausgeführten Gleise; insbesondere wird eine Verlegung der Rangiergleise des Holmbahnhofs erforderlich werden, um nach den verschiedenen Kaizungen Anschlußgleise mit einem Minimalradius von 180 m herstellen zu können. In welcher Weise diese Änderungen etwa erfolgen müßten, ist aus den Abb. 15 u. 16 zu ersehen.

Verwertung der Bauten des geplanten Uto-Ressorts.

Die neuen Gebäude der Uto-Werft im Süden der Hafenanlage kommen in erster Linie für Industriezwecke in Frage. Sie würden sich besonders für eine Schiffswerft eignen, die sich allerdings auf den Bau kleinerer Schiffe bis etwa 120 m Länge beschränken müßte, da die Herstellung größerer Hellinge nicht angängig ist. Für den Bau der letzteren würde das Gebiet östlich der neuen Schiffbauwerkstatt in Betracht kommen.

Sollte sich ein Unternehmer für eine derartige größere Anlage nicht finden, so würden die neuen Bauten im einzelnen für Industriezwecke verwendet werden können. Eine Verwendung der großen Werkstattgebäude zu Lagerhäusern käme erst in letzter Linie in Frage.

Von eingehenderen Erörterungen über die Verwendungs- und Umbaumöglichkeiten muß abgesehen werden. Aus den kurzen Schlußbetrachtungen dürfte jedoch zu ersehen sein, daß die früher für die Marine bestimmten Werft- und Hafenbauten auf dem Holm mit großem Vorteil für die Handelsschiffahrt verwendet werden können, was zurzeit von besonderer Wichtigkeit ist, da bei der zweifellos zunehmenden Bedeutung des Danziger Hafens wesentliche Erweiterungen und Verbesserungen desselben in sicherer Aussicht stehen.

BEITRAG ZUR BERECHNUNG DER FACHWERKE.

Von Alexander Fischer, Göding, Mähren.

Die Berechnung statisch unbestimmter Fachwerke geschieht gewöhnlich aus einem statisch bestimmten „Hauptnetz" nach Wahl der überzähligen Stäbe, und zwar nach dem Maxwell-Mohrschen Verfahren. Daß das einmal berechnete statisch unbestimmte Fachwerk als Ausgangskonstruktion für die aus ihm durch Überzähligansehung eines oder mehrerer Stäbe bzw. einer oder mehrerer Auflagerbedingungen hervorgehenden statisch bestimmten Fachwerke dienen kann, darüber findet sich in der Literatur wenig vor. Im folgenden soll dies nun, und zwar unter Heranziehung des Henneberg-Müller-Breslauschen-Verfahrens[1]), für die Berechnung beliebiger statisch bestimmter Fachwerke (mit fehlendem Zweistabeck) geschehen. Es besteht nämlich zwischen diesem und dem Maxwell-Mohrschen Verfahren eine so weitgehende äußerliche Ähnlichkeit, z. B. der gleichartige Aufbau der Gleichungen für die Stabspannungen, die Gleichzahl der zu zeichnenden Kräftepläne und deren ähnliche Anlage usf., daß man unwillkürlich zu einem Vergleich beider Verfahren gedrängt wird, aus dem auch tatsächlich neue Folgerungen hervorgehen.

Es möge zunächst das Verfahren für den Fall des einfach statisch unbestimmten Fachwerkes besprochen werden, der sein Analogon in dem Henneberg-Müller-Breslauschen Verfahren mit einem Ersatzstab hat[2]). Es sei ein statisch

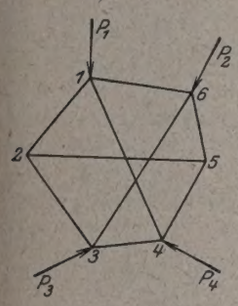


Abb. 1.

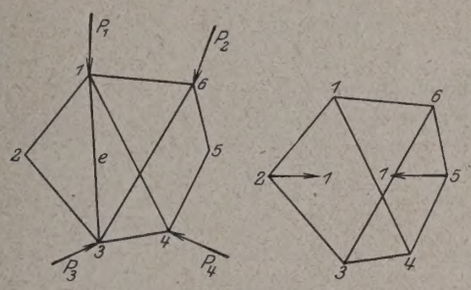


Abb. 1a und 1b.

bestimmtes Fachwerk gegeben, das kein Zweistabeck enthalte (s. Abb. 1); zur Herbeiführung eines solchen werde ein Stab beseitigt und hierfür ein Ersatzstab e eingeführt (s. Abb. 1a). Wird dieser beibehalten, so entsteht ein einfach statisch unbestimmtes Fachwerk, für dessen Berechnung der beseitigte Stab als überzählig angesehen werden kann. Der weitere Rechnungsgang ist bekanntlich der, daß man zunächst einen Kräfteplan T zeichnet, der die unter der äußeren Belastung entstehenden Stabspannungen ergibt; hierauf die äußeren Lasten entfernt (s. Abb. 1b) und an den Endpunkten und in der Richtung des beseitigten (überzähligen) Stabes Zugspannungen von der Größe der Lasteinheit wirken läßt, wodurch ein weiterer Kräfteplan u entsteht. Die tatsächliche Spannung im Stabe i ist:

$$S_i = T_i + u_i X \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad (1$$

wobei X die Spannung im beseitigten (überzähligen) Stab bezeichnet. Nun gabelt sich die Berechnung, und zwar ist das X für beide Berechnungsfälle verschieden und werde das X beim Henneberg-Müller-Breslauschen Verfahren beibehalten, während es beim Maxwell-Mohrschen Verfahren in X′ übergeht. Die Verhältnisse werden am besten aus folgendem Schema ersichtlich.

Verfahren	Spannung im Stabe i	Spannung im Ersatzstab e
Henneberg-Müller-Breslau	$S_i = T_i + u_i X$	$S_e = 0 = T_e + u_e X$
Maxwell-Mohr.	$S_i' = T_i + u_i X'$	$S_e' = T_e + u_e X'$

$$S_i - S_i' = u_i (X - X'); \quad - S_e' = u_e (X - X')$$

$$S_i = S_i' - \frac{S_e'}{u_e} u_i \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad (2$$

Die Gleichung (2) läßt aber folgende Deutung zu: Ist ein einfach statisch unbestimmtes Fachwerk gegeben, so ergibt sich die Spannung eines Stabes i des statisch bestimmten Fachwerkes, das durch Weglassung des Stabes e aus ihm hervorgegangen ist, nach Gleichung (2). Wie ersichtlich, spielt hier der frühere Ersatzstab e die Rolle des überzähligen und ist der früher als überzählig angesehene Stab aus der Rechnung herausgefallen, so daß, im Gegensatz zum Maxwell-Mohrschen Verfahren hier bloß einmal ein Kräfteplan u, und zwar von einem beliebigen Stab aus, zu zeichnen ist, während man, falls man das gebräuchliche Maxwell-Mohrsche Verfahren umkehren wollte, also nach Formel (1)

$$T_i = S_i' - u_i X' \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad (1'$$

vorgehen wollte, immer wieder neue Kräftepläne u zeichnen müßte. (Wie zu erwarten, geht (2) mit $u_e \equiv 1$ in (1′) über. Aus (2) ist auch zu ersehen, daß sich Ausnahmefälle dann ergeben, wenn $u_e \equiv 0$ ist.)

Wird Gleichung (2) in der Form

$$S_i = S_i' - S_e' \frac{u_i}{u_e} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad (2'$$

geschrieben, so ergibt sich folgendes: Werden zwei Kräftepläne u und $\bar{u}$ von verschiedenen Ausgangsstäben gezeichnet, so muß, da in beiden Fällen das gleiche S_i hervorgehen muß, die Beziehung

$$\frac{u_i}{u_e} = \frac{\bar{u}_i}{\bar{u}_e} = \text{konstant}$$

gelten.

Der bisher behandelte Fall setzte voraus, daß das statisch unbestimmte Fachwerk vollständig berechnet gegeben sei und aus ihm die verschiedenen statisch bestimmten Fachwerke zu bilden seien. Will man den umgekehrten — für die Praxis wichtigeren und fast ausschließlich behandelten — Fall berechnen, so ist wieder nach (2):

$$S_i' = S_i + \frac{S_e'}{u_e} u_i \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad (3$$

Hierbei ist aber der durch die Elastizitätstheorie gefundene Wert von X′:

$$X' = - \frac{\sum r u T}{\sum u^2 r} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad (4$$

heranzuziehen. (r: Stabfestwerte). Setzt man nämlich in

---

[1]) Siehe die folgende Anmerkung!

[2]) Die Behandlung des Stoffes sowie die Wahl der Bezeichnungen geschehe nach Föppl, Vorlesungen über Techn. Mechanik II. Band: Graphische Statik 1918, Teubner, Leipzig. Es möge hier erwähnt werden, daß das von Föppl in seinem Lehrbuch als Hennebergsches Verfahren bezeichnete Verfahren in der daselbst gegebenen Form Müller-Breslau zuzuschreiben ist. Es soll daher, da Henneberg als erster die Spannungsbestimmung in einem beliebigen Fachwerk (ohne Zweistabeck) auf eine mehrmalige Bestimmung der Spannungen in einem abgeleiteten Fachwerk zurückführte, in dem Aufsatze das Verfahren die Doppelbezeichnung: Verfahren von Henneberg-Müller-Breslau führen. (S. Henneberg, Graphische Statik der starren Systeme [1911 Teubner, Leipzig] S. 526).

(4) die Werte von T:

$$T = S - uX$$

ein, so ergibt sich:

$$X - X' = \frac{\sum r\,u\,S}{\sum u^2 r}$$

$$S_e' = -\frac{\sum u\,r\,S}{\sum u^2 r}\,u_e = f(S)\,u_e \quad \ldots\ldots\ldots \quad (5$$

also eine lineare Funktion der Stabkräfte des statisch bestimmten Fachwerkes.

Es ist also so vorzugehen: Es ist nach der Berechnung des statisch bestimmten Fachwerkes der überzählige Stab hinzuzufügen, hierauf ein Kräfteplan u von beliebigem Anfangsstab aus zu zeichnen. Dann ist S_e' nach (5) zu berechnen, wobei aber zu betonen ist, daß die Summenbildungen sich auch über den hinzugefügten Stab zu erstrecken haben, für den aber $S_i = 0$ ist.

Der Fall des zweifach statisch unbestimmten Fachwerks bzw. des Henneberg-Müller-Breslauschen Verfahrens mit 2 Ersatzstäben ist gemäß dem Vorhergehenden in Kürze behandelt: Es werden zunächst zwei Ersatzstäbe e und f eingeführt (s. Abb. 2)[3]) und hierfür 2 Stäbe entfernt (Stab $\overline{4-12}$ und $\overline{12-20}$). Hierauf wird unter Belassung der — im Gleich-(gewichte befindlichen — Kräfte P der Kräfteplan T gezeichnet

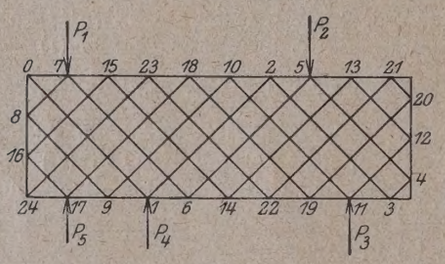


Abb. 2.

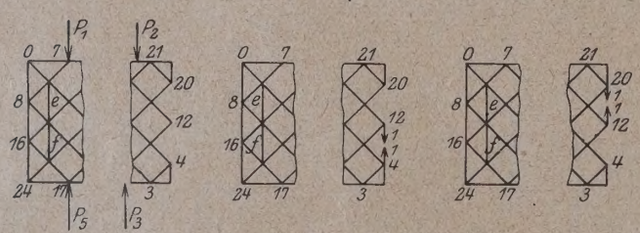


Abb. 2a — c.

s. Abb. 2a), worauf nach Entfernung der äußern Kräfte P die beiden Kräftepläne u und v entworfen werden (s. Abb. 2b und 2c), indem man an den Endpunkten der entfernten Stäbe und in ihrer Richtung jeweils die Zugkräfte 1 wirken läßt. Für das weitere genügt die Anschreibung des Schemas:

$$\left.\begin{aligned} S_i - S_i'' &= u_i(X - X'') + v_i(Y - Y'') \\ -S_e'' &= u_e(X - X'') + v_e(Y - Y'') \\ -S_f'' &= u_f(X - X'') + v_f(Y - Y''). \end{aligned}\right\}$$

Nach Elimination von $(X - X'')$, bzw. $(Y - Y'')$ ergibt sich

$$S_i = S_i'' - \frac{S_e''\,v_f - S_f''\,v_e}{u_e\,v_f - u_f\,v_e}\,u_i - \frac{S_f''\,u_e - S_e''\,u_f}{u_e\,v_f - u_f\,v_e}\,v_i \quad \ldots \quad (6$$

Zur Abkürzung werde eingeführt

$$\left.\begin{aligned} \frac{S_e''\,v_f - S_f''\,v_e}{u_e\,v_f - u_f\,v_e} &= K_1 \\ \frac{S_f''\,u_e - S_e''\,u_f}{u_e\,v_f - u_f\,v_e} &= K_2 \end{aligned}\right\} \quad \ldots\ldots\ldots \quad (6a$$

Hier gilt, ebenso wie früher, die Bemerkung, daß die beiden Kräftepläne u und v von beliebigen Anfangsstäben an gezeichnet werden dürfen und man daher für alle weiteren Berechnungen mit einem Paare (u, v) auskommt. (Setzt man $v_e \equiv 0$, $u_f \equiv 0$, $u_e \equiv 1$, $v_f \equiv 1$, so geht (6) in die Formel

$$S_i'' = T_i + u_i\,X'' + v_i\,Y''$$

über. Wird dagegen der Nenner

$$u_e\,v_f - v_e\,u_f = 0,$$

$$\frac{u_e}{v_e} = \frac{u_f}{v_f},$$

so ist dies ein Kennzeichen dafür, daß das aus dem statisch unbestimmten Fachwerke durch Entfernung der Stäbe e und f hervorgehende Fachwerk ein Ausnahmefachwerk ist.)

Wird (6) in folgender Form:

$$S_i = S_i'' - \frac{u_i\,v_f - v_i\,u_f}{u_e\,v_f - v_e\,u_f}\,S_e'' - \frac{u_e\,v_i - v_e\,u_i}{u_e\,v_f - v_e\,u_f}\,S_f'' \quad \ldots \quad (6'$$

geschrieben, so kann folgende Deutung daraus abgelesen werden. Für zwei verschiedene Kräfteplanpaare u, v und $\overline{u}$, $\overline{v}$ gelten die Gleichungen:

$$\left.\begin{aligned} \frac{u_i\,v_f - u_f\,v_i}{u_e\,v_f - v_e\,u_f} &= \frac{\overline{u_i}\,\overline{v_f} - \overline{u_f}\,\overline{v_i}}{\overline{u_e}\,\overline{v_f} - \overline{v_e}\,\overline{u_f}} = \text{konstant} = c_1 \\ \frac{u_e\,v_i - u_i\,v_e}{u_e\,v_f - v_e\,u_f} &= \frac{\overline{u_e}\,\overline{v_i} - \overline{u_i}\,\overline{v_e}}{\overline{u_e}\,\overline{v_f} - \overline{v_e}\,\overline{u_f}} = \text{konstant} = c_2 \end{aligned}\right\} \quad \ldots \quad (6a'$$

oder auch

$$\frac{u_i\,\overline{u_f} - \overline{u_i}\,u_f}{u_e\,\overline{u_f} - \overline{u_e}\,u_f} = \frac{v_i\,\overline{v_f} - \overline{v_i}\,v_f}{v_e\,\overline{v_f} - \overline{v_e}\,v_f} = c_1$$

$$\frac{\overline{u_i}\,u_e - u_i\,\overline{u_e}}{u_e\,\overline{u_f} - \overline{u_e}\,u_f} = \frac{\overline{v_i}\,v_f - v_i\,\overline{v_e}}{v_e\,\overline{v_f} - \overline{v_e}\,v_f} = c_2.$$

Die Berechnung des statisch unbestimmten Fachwerks aus dem statisch bestimmten geschieht wie früher unter Heranziehung der mit Hilfe der Elastizitätstheorie gefundenen Formeln:

$$\left.\begin{aligned} X'' &= \frac{\sum u\,r\,T \sum v^2 r - \sum v\,r\,T \sum u\,v\,r}{\left(\sum u\,v\,r\right)^2 - \sum u^2 r \sum v^2 r} \\ Y'' &= \frac{\sum v\,r\,T \sum u^2 r - \sum u\,r\,T \sum u\,v\,r}{\left(\sum u\,v\,r\right)^2 - \sum u^2 r \sum v^2 r} \end{aligned}\right\} \quad \ldots \quad (7$$

Verfahren	Spannung im Stab i	Spannung im Ersatzstab e	Spannung im Ersatzstab f
Henneberg-Müller-Breslau . . .	$S_i = T_i + u_i X + v_i Y$	$S_e = 0 = T_e + u_e X + v_e Y$	$S_f = 0 = T_f + u_f X + v_f Y$
Maxwell-Mohr.	$S_i'' = T_i + u_i X'' + v_i Y''$	$S_e'' = T_e + u_e X'' + v_e Y''$	$S_f'' = T_f + u_f X'' + v_f Y''$

[3]) Entnommen Müller-Breslau, Die Graph. Statik der Baukonstruktionen I, S. 506. (Alfr. Kröner, Leipzig 1912).

$$N = \left(\sum u\,v\,r\right)^2 - \sum u^2 r \sum v^2 r \quad \ldots\ldots \quad (7a$$

In diesen Formeln ist für T_i

$$T_i = S - uX - vY$$

einzusetzen und ergeben sich folgende Formeln für S_e'' und S_f'':

$$S_e'' = u_e \frac{\sum u\,r\,S \sum v^2 r}{N} + v_e \frac{\sum v\,r\,S \sum u^2 r}{N} = f_1(S)$$

$$S_f'' = u_f \frac{\sum u\,r\,S \sum v^2 r}{N} + v_f \frac{\sum v\,r\,S \sum u^2 r}{N} = f_2(S),$$

also beide lineare Funktionen der Stabkräfte S.

Die Spannung S_i'' ergibt sich weiter mit

$$S_i'' = S_i + c_1 S_e'' + c_2 S_f'',$$

worin c_1, c_2 durch (6a′) definiert sind.

$$S_i'' = S_i' - \frac{u_i}{u_e} S_e' + c_1 \left\{ \frac{u_e}{N} \sum v^2 r \left(\sum u\,r\,S' - \sum u^2 r \frac{S_e'}{u_e} \right) + \frac{v_e}{N} \sum u^2 r \left(\sum v\,r\,S' - \sum v\,r\,u \frac{S_e'}{u_e} \right) \right\}$$
$$+ c_2 \left\{ \frac{u_f}{N} \sum v^2 r \left(\sum u\,r\,S' - \sum u^2 r \frac{S_e'}{u_e} \right) + \frac{v_f}{N} \sum u^2 r \left(\sum v\,r\,S' - \sum v\,r\,u \frac{S_e'}{u_e} \right) \right\}$$

In den bezüglichen Formeln für S_e'' und S_f'' sind die Summierungen über alle Stäbe des zweifach unbestimmten Fachwerks zu erstrecken. Es ist auch sonst wie im vorigen Falle zu verfahren.

Wie ersichtlich, kommt hier die Tatsache, daß u, v, Kräfte sind. durch die Prüfung der Formeln auf ihre Dimensionen, deutlich zum Ausdruck.

Die Behandlung weiterer Fälle mit höherem Unbestimmtheitsgrade ist nach dem Gesagten leicht durchführbar. Es möge nur noch darauf hingewiesen werden, daß es die gefundenen Ergebnisse gestatten, Vergleiche zwischen den Stabspannungen in statisch unbestimmten Fachwerken verschiedenen Unbestimmtheitsgrades zu ziehen. Es möge dies an einem Beispiel gezeigt werden.

Hat man zwei Systeme mit gemeinsamem Hauptnetz, ein einfach unbestimmtes (S_i') und ein zweifach unbestimmtes (S_i''), so liefert die Vergleichung der Formeln (3) und (8) mit Rücksicht auf (5) folgendes:

$$S_i' = S_i + \frac{u_i}{u_e} S_e' = S_i + \frac{u_i}{u_e} f(S) \quad \ldots\ldots \quad (8$$

$$S_i'' = S_i + c_1 f(S) + c_2 f_2(S)$$

$$S_i' - S_i'' = \frac{u_i}{u_e} f(S) - [c_1 f_1(S) + c_2 f_2(S)],$$

d. h. der Unterschied zwischen den Spannungen in den statisch unbestimmten Systemen ist eine lineare Funktion der Spannungen des gemeinsamen Hauptnetzes.

Andererseits lautet

$$S_i = S_i'' - (c_1 S_e'' + c_2 S_f''),$$

d. h. die Spannung des Hauptnetzes ist eine lineare Funktion der Spannungen des zweifach unbestimmten Systems mit den Stäben e und f. Wird zum Hauptnetz der Stab e wieder hinzugefügt, so ergibt sich die Spannung in dem so entstandenen einfach statisch unbestimmten Systeme mit

$$S_i' = S_i + \frac{u_i}{u_e} f(S).$$

Führt man in diese Gleichung das S_i aus der vorhergehenden ein, so erhält man nach leichten Rechnungen:

$$S_i' = S_i'' - u_i \frac{\sum u\,r\,S''}{\sum u^2 r} + K_2 \left[\frac{\sum u\,r\,v}{\sum u^2 r} u_i - v_i \right]$$

also die Spannung des einfach unbestimmten Fachwerkes als Funktion der Spannungen im zweifach unbestimmten. Hierbei sind die Summierungen über die Stäbe des einfach unbestimmten Fachwerks zu erstrecken.

Umgekehrt ergibt sich aus (6′) und (3):

$$S_i'' = S_i + c_1 f_1(S) + c_2 f_2(S)$$

$$S_i = S_i' - \frac{u_e}{u_i} S_e'.$$

Man erhält zunächst durch Einführung des unteren Wertes in f_1 und f_2:

$$f_1(S) = \frac{u_e}{N} \sum v^2 r \left(\sum u\,r\,S' - \sum u^2 r \frac{S_e'}{u_2} \right) + \frac{v_e}{N} \sum u^2 r \left(\sum v\,r\,S' - \sum v\,r\,u \frac{S_e'}{u_e} \right)$$

$$f_2(S) = \frac{u_f}{N} \sum v^2 r \left(\sum u\,r\,S' - \sum u^2 r \frac{S_e'}{u_e} \right) + \frac{v_f}{N} \sum u_2 r \left(\sum v\,r\,S' - \sum v\,r\,u \frac{S_e'}{u_e} \right)$$

und nach vollständiger Einsetzung

also die Spannung des zweifach unbestimmten Fachwerks mit den überzähligen Stäben e und f als lineare Funktionen der Spannungen des einfach unbestimmten Fachwerks mit dem überzähligen Stabe l. Hierbei sind die Summierungen über die Stäbe des zweifach unbestimmten Fachwerks zu erstrecken.

Das im vorstehenden Behandelte gilt sowohl für ebene als auch für Raumfachwerke und wird hauptsächlich bei letzteren große Vorteile bieten. Es soll nun an einem kurzen Beispiele die Anwendbarkeit gezeigt werden, und zwar soll an die von Föppl in seinem bereits genannten Buche gelöste 42. Aufgabe angeschlossen werden. Dieselbe lautet:

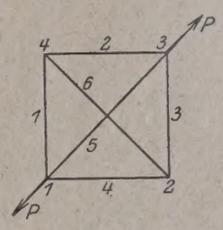


Abb. 3.

Sechs Stäbe sind zu einem Quadrate mit eingeschobenen Diagonalen (s. Abb. 3, Abb. 172 des Buches) verbunden und haben alle gleichen Querschnitt. An den Endknotenpunkten von 5 greifen zwei Lasten von der Größe P an; man soll die dadurch hervorgerufenen Stabspannungen berechnen.

Wie ersichtlich, ist das Fachwerk ein einfach statisch unbestimmtes und ist im Buche durch Überzähligansehung von 6 (4−2) gelöst. Man erhält die Größen u:

$$u_1 = u_2 = u_3 = u_4 = -\frac{1}{\sqrt{2}}; \quad u_5 = u_6 = 1,$$

ferner die Stabkräfte S_i':

$$S_1' = S_2' = S_3' = S_4' = \frac{P}{2(1+\sqrt{2})},$$

$$S_5' = \frac{P}{\sqrt{2}}; \quad S_6' = -\frac{P\sqrt{2}}{2(1+\sqrt{2})}.$$

Es soll nun das durch Entfernung des Stabes 5 (1−3) entstehende statisch bestimmte Fachwerk berechnet werden. Es ist also zunächst

$$\frac{S_5'}{u_5} = \frac{P}{\sqrt{2}}$$

und können die Stabspannungen nach Gleichung (2) ohne weiteres angeschrieben werden:

$$S_1 = S_2 = S_3 = S_4 = \frac{P}{\sqrt{2}}; \quad S_6 = -P.$$

Diese Ergebnisse werden im vorliegenden Falle durch die Anschauung sofort bewahrheitet.

Zusammenfassung: Durch eine Vereinigung des Maxwell-Mohrschen Verfahrens mit dem Henneberg-Müller-Breslauschen Verfahren werden Beziehungen zwischen den Stabspannungen in statisch bestimmten und statisch unbestimmten Fachwerken einerseits sowie zwischen denen in Fachwerken verschiedenen Unbestimmtheitsgrades andererseits hergeleitet. Zum Schlusse wird ein Beispiel durchgeführt.

DER BAU EINER GROSSEN WASSERFERNLEITUNG IN APULIEN.

Nach Génie Civil vom 31. VII. u. v. 7. VIII. 1920.

Apulien ist eine durchaus wasserarme Gegend, die Niederschläge nur im Winter erhält und davon durch Verdunstung in dem warmen Klima und infolge des aus klüftigem Kalkstein bestehenden Untergrundes durch Versickerung den größten Teil verliert. Der nicht versickernde Teil des Wassers fließt in tief eingeschnittenen Tälern schnell und unmittelbar nach dem Meere ab. Da sich die Bewohner nur mühsam mit Zisternenwasser, das im Winter gesammelt wird, das ganze Jahr behelfen müssen, und da anderseits das Land dort, wo es bewässert worden ist, eine außerordentliche Fruchtbarkeit erwiesen hat, bestand seit langem der Wunsch, den Wassermangel künstlich zu beheben. Stauanlagen konnten

Hiernach ist in Génie civil 1920 ein eingehender Bericht veröffentlicht, aus dem die vorliegenden Mitteilungen geschöpft sind.

Der technisch beachtenswerteste Teil der Leitung ist fertig. Sie ist auf eine Ergiebigkeit der Quellen von 6,3 sec.-cbm eingerichtet. Diese Menge kann aber erst nach Einbeziehung einiger weiterer Quellen erreicht werden; die bis jetzt gefaßten Quellen von Caposele erbringen nur 5,5 cbm Wasser im Winter, 4,4 cbm im Sommer. Die Fassung erfolgt teils im Grunde eines Tales, in das die Quellen sich ergießen, in einem Becken, das durch eine kleine Sperrmauer gebildet wird, teils in einem Sammler mit gemauerten, durchlöcherten

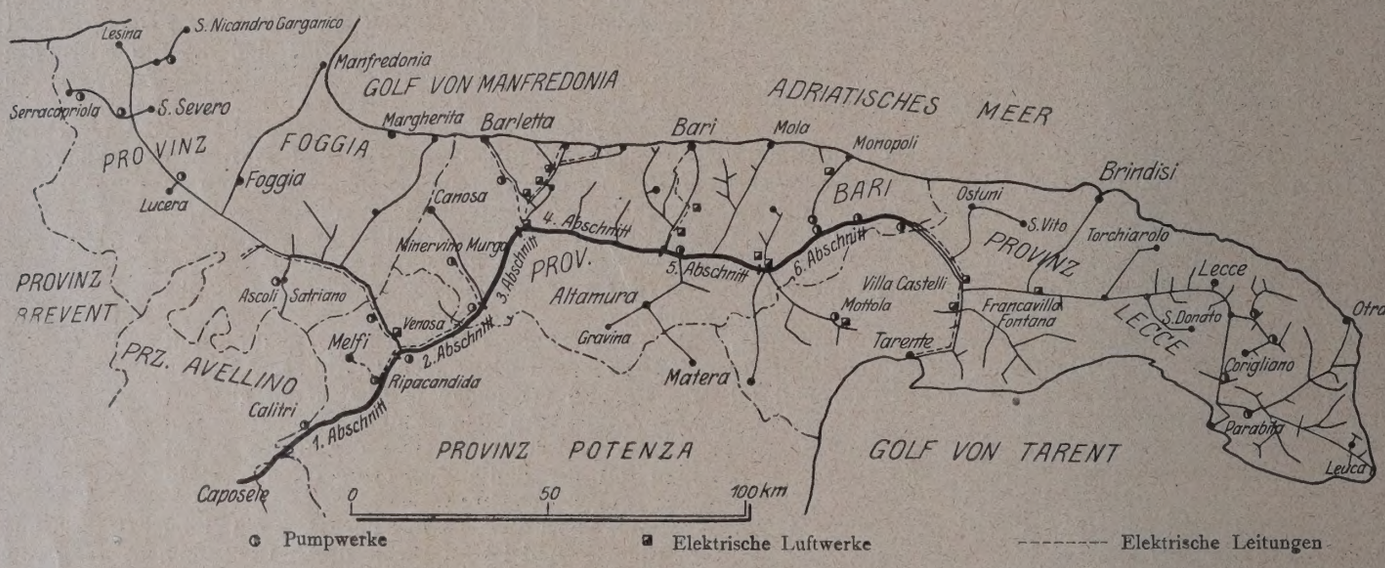


Abb. 1.

als Mittel hierzu nicht in Frage kommen, weil der Boden zu durchlässig ist und auch die Verdunstung sehr große Verluste bringen würde. Quellenfassung in der Gegend selbst erwies sich ebenfalls als unmöglich, da am östlichen Abhange der südlichen Apenninen hinreichend ergiebige Quellen nicht vorkommen. Es verblieb also nur noch die Herbeileitung von Quellenwasser von jenseits der Apenninen.

Die ersten Erörterungen über diese Wasserbeschaffung stammen von Rosalba, einem Beamten des Ministeriums der öffentlichen Arbeiten (1868). Erst 1902 aber wurde durch ein Gesetz ein Ausschuß eingesetzt, den der Staat und die beteiligten Provinzen besetzten, und der den Bau und den Betrieb des Aquäduktes in die Wege zu leiten hatte. Die Arbeiten wurden einer genuesischen Firma übertragen. Sie begann die Arbeiten 1906 und sollte einen staatlichen Zuschuß von 125 000 Lire erhalten und auf 90 Jahre die Lieferung des Wassers übernehmen. Ein Fünftel der Beihilfe ist auch ausgezahlt worden. Wegen der inzwischen eingetretenen völligen Verschiebung der Verhältnisse hat jedoch der Staat die fertiggestellte Strecke zurückgekauft und den Weiterbau und den Betrieb der Wasserleitung selbst übernommen. Die Arbeiten sind noch nicht sämtlich beendet, und es ist fraglich, wie sich ihre Fertigstellung in Anbetracht der zerrütteten Geldlage des italienischen Staates wird ermöglichen lassen. Über den Gang der Arbeiten berichtet eine Denkschrift von Prof. Luigi Luiggi und Ing. Raffaele Tramonte im Giornale del Genio Civile vom 31. III. 1920.

Wandungen. Dieser ist 55 m lang und 3—5 m breit. Von beiden Seiten münden Sickerrohrleitungen in ihm ein.

Der Aquädukt wird hinsichtlich seiner Länge als das bedeutendste derartige Bauwerk der Welt bezeichnet.

Zusammenstellung
der größten Wasserrohrleitungen.

Groß-Wasserleitung von	Catskill (New York [1])	Los Angelos Kalifornien	Coolgardie Australien	Apulien
Gesamte Länge in km rd	145	380	565	**1 600**
Wassermenge cbm/sec.	26,8[1])	11	0,3	**5,5**
Kanalquerschnitt qm	26.0	—	—	**7,0**
Gefälle cm/km	0,30	0,35 bis 0,20	—	**0,25 bis 0,40**
Speisung aus	Becken von Kensico[1])	Quellen	Becken von Mundaring	Quellen von **Caposele**
In Betrieb genommen .	1914	1913	1913	**1915**

[1]) Diese Catskill-Leitung erfährt nach Fertigstellung der im Bau befindlichen Shoharie- (Gilboa) Sperre und des Shandakentunnels i. J. 1924 eine sehr erhebliche Vermehrung ihrer Leistung. Über die Shohariesperre und dem Shandakentunnel erscheint demnächst ein eingehender Bericht.

Der Hauptkanal erstreckt sich von Caposele bis Fasano (214 km), berührt dabei Ripacandida unweit Melfi, weiter Venosa, und zieht sich dann einigermaßen parallel zur adriatischen Küste hin (in etwa 30 km Abstand) bis Fasano. Von dieser Hauptleitung gehen nach den Küstenorten Barletta, Bari (1915), Mola, Tarent (1916), Brindisi (1918), Frani, Andria und Gioia del Colle Zweigleitungen ab. Als Verlängerung schließt sich nach Süden zu an den Hauptstrang eine etwas engere Leitung nach Villa Castelli an. Bis dahin gemessen ist die Länge des Hauptstranges 245 km. Das mittlere Gefälle beträgt auf diese Länge 97 m, d. i. 0,40 m/km.

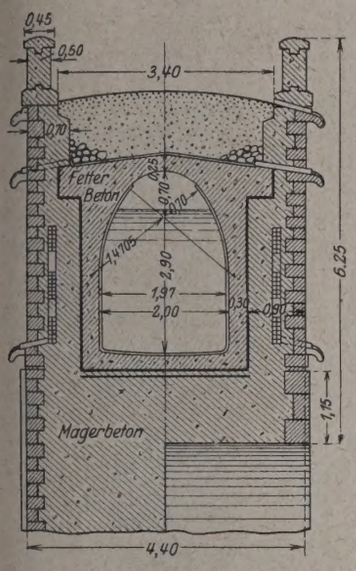


Abb. 2. Querschnitt einer der Kanal-Bogenbrücken.

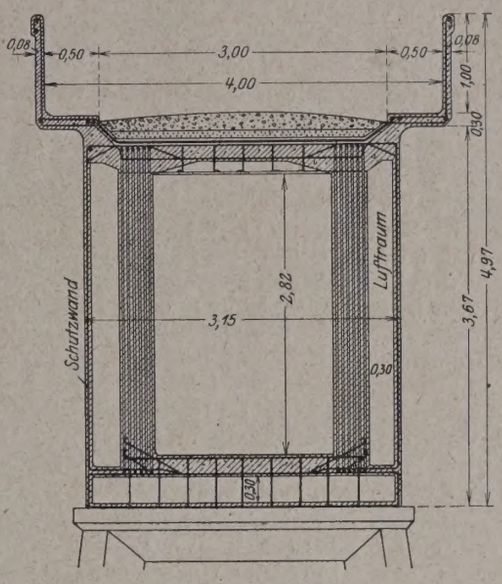


Abb. 4. Querschnitt durch eine Kanalbrücke aus Eisenbeton.

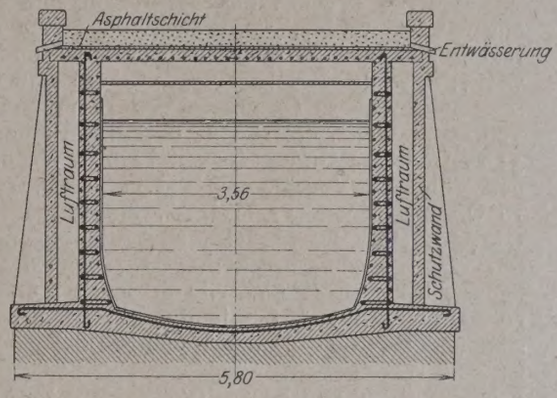


Abb. 5. Querschnitt einer Kanalbrücke aus Eisenbeton.

Die Kunstbauten der Großwasserleitung sind in der Mehrzahl Stollen. Diese nehmen einen außerordentlich großen Anteil an der Gesamtlänge ein. Auf die ersten 105 km entfallen 38 Stollen mit mehr als 79 km Länge. Davon sind zwei über 15 km lang und zwei andere weisen über 7 und über 8 km Länge auf. Weiterhin entfallen auf 69 km Länge 43 Stollen mit einer Gesamtlänge von 24 km. Am Anfang des ersten Abschnittes liegt die Durchquerung der Apenninen mit 15,3 km Länge. In diesem Stollen ist i. a. ein Röhrenquerschnitt in Maulform durchgeführt (Breite 2,67, Höhe 2,87, Fläche 7 qm, Wandungen i. a. aus Beton, hie und da aus Ziegelmauerwerk 0,40 m stark). An Stellen im lehmigen Gebirge ist die Wandstärke auf 0,54 m erhöht, an besonders druckhaften Stellen sogar auf 0,80 m. Das Gefälle ist hier 0,25 m/km. Der Stollenvortrieb ist durch Sprengung erfolgt. Die Bohrlöcher sind im lehmigen Boden von Hand-, im übrigen mit Preßluftbohrern hergestellt worden (7 at Preßluft, 10 cm weite Rohrleitung aus Stahl, Massenabförderung auf Förderbahn mit elektrischer Lokomotive von 25 PS, Lüftung durch Einblasen von Frischluft in Gußeisenrohren von 30—60 cm Weite). Die Arbeiten sind an 3 Stellen, von den Enden her und von einem gesprengten Schacht im Padulatale aus begonnen worden. Dabei ist ein täglicher Vortrieb von etwa 2 m i. M. erreicht worden. Vom Stollen aus sind zur Erleichterung der Arbeiten an geeigneten Stellen Querstollen zur Abführung des Wassers und des Sprenggutes sowie Firstschächte zur Lüftung angelegt worden. Bei Cocumella ist eine eigene Ziegelei mit 2 Öfen errichtet worden.

Der zweite Stollen erstreckt sich bis zur Hochebene von Murgeo; er übertrifft mit 16 km Länge alle anderen. Sein Gefälle beträgt 0,40 m auf 1 km (5 qm Querschnitt, Rechteck mit Firstabschluß durch Halbkreisgewölbe, Höhe 2,58 m, Breite 2,05 m für eine Wassermenge von 3,5 cbm/sec. bei 0,82 m/sec. Geschwindigkeit).

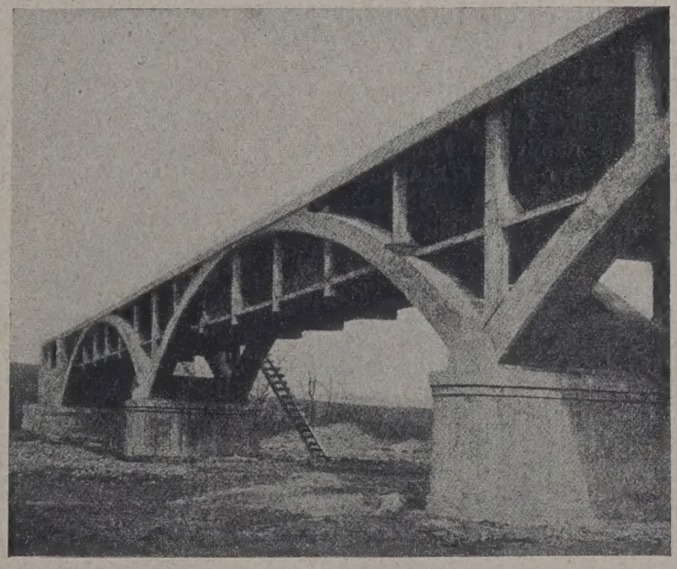


Abb. 3. Kanalbrücke über den Ofanto.

Der Vortrieb erfolgte hier ebenfalls unter Anwendung von Preßluftbohrern. Zur Beschleunigung des Baufortschrittes ist außer von den Enden von 5 Zwischenstellen, die mit 34 bis 192 m langen Schächten zugänglich gemacht waren, gearbeitet worden. So hat man einen Vortrieb von 4 m/Tag im Mittel erzielt. Die Herstellung dieses 16 km langen Stollens einschließlich der Auskleidung (durchweg in Beton) hat 3 Jahre gedauert.

Die Baustellen waren unter sich und mit der Bahn von Acquette durch 20 km Eisenbahngleis verbunden.

Als nächste Stollen sind die von Croce del Monaco mit 7,4 km Länge und von Ginestra mit 8,5 km Länge und 0,40 m/km Gefälle zu nennen, die sich fast ohne Unterbrechung aneinander anschließen. Der Querschnitt beträgt bei dem ersten Stollen entsprechend 0,25 m/km Gefälle 6 qm (Auskleidung aus natürlichen Steinen oder Ziegeln, Aushub von Hand, Abförderung mit elektrischen Lokomotiven). Bei dem Bau ist eine Schlagwetterexplosion vorgekommen. An einer Stelle mußte die Linienführung wegen des Einbruches von großen Sand- und Wassermengen geändert werden. Die beim Stollenaushub dem Gebirge entströmenden Schwefelwasserstoffmengen machten eine außerordentlich

gute Lüftung nötig. An einer Stelle von nur 100 m Länge waren diese Gaseinströmungen so stark, daß die Arbeiten lange Zeit unterbrochen werden mußten, bis der Stollen durch nachhaltigstes Lufteinblasen einigermaßen entgast war. Aber auch hiernach konnten die Arbeiter nur in ganz kurzen Schichten arbeiten, so daß die Durchquerung allein dieser kurzen Stollenstrecke 10 Monate in Anspruch genommen hat.

Kanalbrücken sind 93 vorgesehen; zumeist sind es Bauwerke aus einer Reihe von Gewölben mit geringer Stützweite mit sehr kräftigen Pfeilern aus natürlichen Steinen. Der als Beispiel beigegebene Querschnitt dieser gemauerten Kanalbrücken lässt die Bauart im wesentlichen erkennen.

Moderne Brücken aus Eisenbeton sind an den Stellen angewendet worden, wo brauchbare Steine nicht zur Verfügung standen. Es finden sich darunter umfangreiche Bauwerke; z. B. die Brücke über den Atellafluß mit 417 m Gesamtlänge, mit 32 Öffnungen von 10 m und einer Öffnung von 20 m Weite, die Brücke über den Bradano 210 m lang, 32 m Höhe, 14 Öffnungen von 12 m l. W., die Brücke über den Wildbach Vouchia mit 148 m Länge, 12 m Höhe und 10 Öffnungen von 10 m l. W., die Kanalbrücke über den Ofanto, eine Bogenbrücke, aus Eisenbeton. Diese Brücke erscheint besonders beachtenswert. Soviel das der Veröffentlichung beigegebene Lichtbild erkennen läßt, weist sie mehrere Öffnungen auf, die je durch zwei Rippen überspannt sind und zwischen die der Kanaltrog (rechteckig) eingehängt ist. Die Trogoberkante verbindet dabei die Scheitel der äußeren Leitungen der Gurtbögen. (Vgl. Abb. 3.) Die Brücke über den Tragino wird als die bedeutendste der Eisenbetonbrücken bezeichnet (4 Öffnungen von 20 m mit 7 m langen überstehenden Enden, Balkenbrücke aus Eisenbeton, gemauerte Pfeiler, festes Lager auf der Mittelstütze). Ihre größte Höhe über dem Gelände ist etwa 8 m. Zweckentsprechend ist bei allen Brücken der kastenförmige Röhrenkörper durch eine Trennungsschicht von dem Brückentragwerk unabhängig gemacht. Zum Schutze gegen die Einwirkung der Hitze sind Schutzwandungen aus Beton errichtet, die einen etwa 30 cm breiten Luftraum erzeugen. Allenthalben ist der Kanal auch in den Brückenstrecken überbaut und überschüttet. (Abb. 4 u. 5.) Gelegentlich ist eine Straße gleichzeitig mit über die Brücke geführt. Um an Durchflußweite und damit an Brückenbelastung zu sparen, ist auf die Länge der Brücken das Gefälle erhöht, so daß sich der Wasserstand vermindert. Die Breite der Brücken zwischen den Stirnflächen ist etwa 4,00 m.

Dückerungen sind nach Möglichkeit vermieden worden. Nur bei Überschreitung besonders tiefer und langer Senkungen hat man sie angewendet. Die längsten Druckrohrleitungen sind die von Palazzo S. Gervasio (4361 m), die von Loccone (1088 m lang, 56 m Tiefe) und die Überschreitung des Wildbachs Calcarai (469 m Länge, 32 m Tiefe). Insgesamt sind 7400 m Eisenbetondruckrohre und 8300 m Eisendruckrohre vorgesehen. Letztere gehören dem Nebenarm von Foggia an und sind noch nicht eingebaut. Eiserne Leitungen sind nur für Durchmesser von 0,65, 0,70 und 0,75 m vorgesehen, während die bereits ausgeführten Eisenbetonrohre Durchmesser von 1,35 und 1,70 m aufweisen. Bei mehr als 30 m Druckhöhe sind die Rohre mit genieteten Blechen ausgekleidet. Alle Rohre sind als Zwillingsleitungen mit 2 m Überdeckung verlegt. Der Abstand der Rohre beträgt von Achse zu Achse 4,0 m.

Die Betondruckrohre sind ohne Berücksichtigung des Betons berechnet worden, und zwar auf die 1½ fache Belastung (also anscheinend — rechnerisch — nur 1½ fache Sicherheit). Nachrechnungen über die Sicherheit gegenüber Rissebildungen im Beton werden nicht erwähnt. Die Mischung ist 350—400 kg Zement, 0,5 cbm Sand und 0,70 cbm feiner Steinschlag. Die Zementmenge von 400 kg/cbm wird als besonders günstig für Druckrohrleitungen bezeichnet, weil fettere Mischungen zu starke Schwindungen aufweisen. Die Auskleidungen sind mit Zementmörtel 1 : 1 (2 cm stark) erfolgt. Zur Hintanhaltung von Rissebildungen ist bei einigen Rohren ein Drahtnetz mit einbetoniert. Um Temperaturspannungen zu vermeiden, hat man die Rohre im Winter betoniert, weil alsdann die Temperatur des Leitungswassers mit der des Rohres übereinstimmte. Die starke Überschüttung verhindert eine starke Änderung der Temperatur der Rohre während des Betriebes.

Die Wandungsdicke der Eisenbetonrohre ist im allgemeinen den Drucken und den Tiefen angepaßt. Die Rohrstrecke von Palazzo S. Gervaiso ist hingegen wegen des geringen Druckes an allen Stellen gleich (0,10 m) dick ausgebildet. Zur Verstärkung sind in 0,4 m Abständen seitlich Rippen von 10,5 cm Dicke anbetoniert, die der Ausweichung der Drucklinie aus der Querschnittsmittellinie Rechnung tragen soll. (Vgl. die in Génie civil vom 26. Juni 1920 beschriebene Ausbildung in Niagara.) Als Unterlage liegt eine durchlaufende Sohlplatte von 2,50 m Breite. An verschiedenen Stellen sind auf die Leitung Standrohre aufgesetzt und innerhalb von dreiseitigen Eisenbetonstabtürmen hochgeführt. In diesen dünnen Rohren wird die in der Leitung angesammelte Luft abgeführt. An beiden Enden der Dückerstrecken ist ein überbautes Mündungsbecken vorgelagert. Alle 500 m sind Zugänge zu der Leitung eingebaut. Wärterhäuser zur Überwachung der Anlage sind alle 6 km errichtet und besetzt worden. Eine Fernsprechleitung verbindet diese untereinander und mit der Oberleitung in Bari.

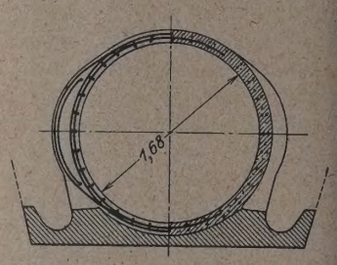


Abb. 6.
Querschnitt eines Eisenbeton-Druckrohres mit Verstärkungsrippen.

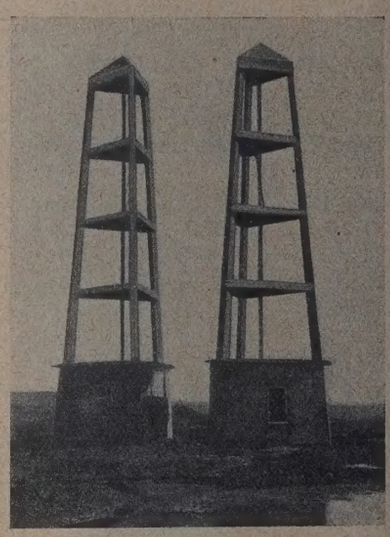


Abb. 7.
Entlüftungsrohre für die Leitung, in Eisenbeton-Gerüsten hochgeführt.

Von den Zweigleitungen ist die bedeutendste z. Zt. noch im Bau. Das ist die zur Versorgung der Provinz Foggia, die von der Hauptleitung nicht unmittelbar berührt wird. Diese Leitung ist auf 1,3 cbm/sec Wassermenge eingerichtet und enthält 3 lange Dückerstrecken, im Tale von Venosa 1137 m, am Ofanto 5805 m und bei Posta Carrera 1317 m mit allerdings nicht mehr als 16 m Druckhöhe.

Wegen des felsigen (Kalkstein-) Untergrundes hat man hier Eisenbetonrohre in ausgiebigem Umfange verwendet. Das ist auch bei den zum Teil fertiggestellten Leitungen der Provinzen Bari und Lecce der Fall gewesen, von denen bisher erst die Strecken nach Tarent und Brindisi in Betrieb genommen sind.

Am Ende der Leitungen ist entweder (bei Stadtversorgungen) ein Verteilungsbehälter oder ein Stauweiher vorgelagert. Dessen Wasserspiegel liegt gewöhnlich wesentlich tiefer als die Leitungsmündung, so daß das so erzielte Gefälle

zur Erzeugung von elektrischem Strom verwendet werden kann. An einigen anderen Stellen hat aber im Gegenteil der Verteilungsbehälter weit oberhalb der Zufuhrleitung angelegt werden müssen, so daß Pumparbeiten fortlaufend notwendig sind. So ist bei Sinazzola eine Wasserhebung um 300 m erforderlich.

Über die Eisenbetonrohre wird mitgeteilt, daß sie eine Stahlspirale enthalten und meistens im Schleuderverfahren Vianini hergestellt sind. Als zulässige Spannung sind für das Eisen 800 kg/qcm angenommen worden. Die Durchmesser dieser Schleuderbetonrohre sind 0,15 bis 0,80 m. Die Länge eines Rohrstückes (Stirnenden ohne Muffe, stumpf abgeschnitten) beträgt 3,00 m. Erhärtung 24 Stunden in der Schalung, dann 48 stündige Lagerung im Feuchten, weiterhin werden die Rohre 15 bis 20 Tage in feuchtem Kies gelagert. Nach 1 bis 2 Monaten weiterer Lagerung im Trocknen können die Rohre alsdann verlegt werden. Die stumpfe Stöße sind mit einem gewöhnlichen Betonring überdeckt worden, ohne daß man (siehe oben) eine Längsbeweglichkeit vorgesehen hätte. Um eine gewisse Unsteifigkeit in den Rohrstrang zu bringen und damit etwaigen Setzungen die Leitung gerecht zu werden, hat man streckenweise jede vierte Stoßstelle mit Blei verstemmt.

Schließlich sei die Anwendung von Äternitrohren erwähnt. Eine solche liegt bei Loco rotondo und hat 0,15 m l. W., 1500 m Länge und 4 at Druck. Eine andere 1300 m lange Leitung hat 0,30 m Durchmesser bei ebenfalls 4 at Druck. Diese aus Asbestzement erzeugten Rohre sollen sich gut bewähren, aber das Vorhandensein eines ganz zuverlässigen Baugrundes voraussetzen.

Die Verwendung von Beton in ziemlicher Dicke statt dünnwandiger Eisenmäntel sowie die Überdeckung mit einer Erdschicht von 2 m Höhe haben der Einwirkung der starken Bestrahlung insoweit Grenzen zu setzen vermocht, daß das Wasser im Sommer in Bari nicht über 11° und in Tarent nicht über 13° warm, also sehr kühl ist.

Durch den Bau der Leitung wird den davon erreichten Gebieten eine Trinkwassermenge von rd. einer halben Million cbm/Tag zugeführt. Auf den Kopf der Bevölkerung umgerechnet ergibt das 40—90 l/Tag.

Dresden, Januar 1921. Dr.-Ing. W. Kunze.

EISENBETONBAUTEN IN MEXIKO.

Von Oberingenieur Dr.-Ing. Deichmann, Münster i. W.

Nach dem verheerenden Erdbeben und Brande von San Francisco im Jahre 1906 wurde festgestellt, daß einige Bauwerke aus Eisenbeton dieses schreckliche Naturereignis bei weitem besser überstanden hatten, als Bauten aus anderen Baustoffen. Infolgedessen wurde hier, wie auch beim Wiederaufbau der sizilianischen Städte nach dem Erdbeben im Jahre 1908 vom Eisenbeton der ausgiebigste Gebrauch gemacht, und heute wird allgemein diese Bauweise für Gegenden, welche öfter von Erdbeben heimgesucht werden, als die zweckmäßigste angesehen. Auch Mexiko gehört zu den Ländern, welche alljährlich, meist im Frühjahr, oft sehr heftige Beben erleiden, und man sollte annehmen, daß daher der Eisenbetonbau bei der weitverbreiteten und kühnen Anwendung, die er bei dem nördlichen Nachbar der Republik, den Vereinigten Staaten von Nordamerika gefunden hat, auch hier bereits sein Feld erobert hätte. Dem ist jedoch nicht so; einmal wird das daran liegen, daß die Ausbildung des mexikanischen Ingenieurs im Durchschnitt noch unzulänglich ist; dann stehen die vorhandenen Baufirmen, welche für die Ausführung größerer Eisenbetonarbeiten in Frage kämen, unter englischem Einfluß und Leitung; und die konservative Abneigung der englischen Ingenieure gegen Neuerungen ist ja zur Genüge bekannt. Immerhin hat Mexiko einige bedeutende Eisenbetonbauten aufzuweisen, die hier behandelt serden sollen.

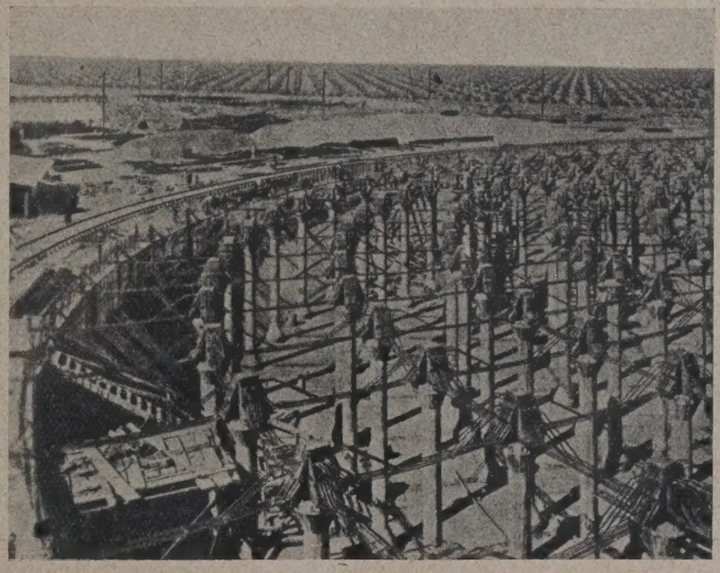


Abb. 1. Bau eines Wasserbehälters für die Stadt Mexiko.

Bei der kurz vor Ausbruch des Krieges in allen Teilen vollendeten und in Betrieb gesetzten Wasserversorgungsanlage der Landeshauptstadt ist vom Eisenbeton in umfangreichster Weise Gebrauch gemacht, um genügende Sicherheiten für ständige ausreichende und einwandfreie Versorgung der Stadt mit Trinkwasser zu schaffen. Die mexikanische Hochebene enthält eine größere Anzahl von Seen, von denen der im Süden der Hauptstadt gelegene See von Xochimilco viele Quellen aufweist, welche sich durch große Klarheit, chemische Reinheit und durch Ergiebigkeit auszeichnen. Die größten, insgesamt etwa 7 Quellen, sind in mühseliger Arbeit gefaßt, und ihr Wasser wird in einer 26,378 km langen Rohrleitung der Hauptstadt zugeführt, hier in 4 je 52 000 cbm fassende Sammelbehälter gepumpt und den verschiedenen Stadtteilen nach Bedarf zugeführt. Die Rohrleitung, welche ein Gefälle von 30 cm auf 1000 m und eine Leistungsfähigkeit von 2,3 cbm/sec hat, ist in Eisenbeton als Maulprofil mit 1,6 m Höhe und 2,06 m Breite, bei einer durchschnittlichen Wandstärke von 18 cm erstellt. Die Armierung, wozu Streckmetall verwendet ist, hat kreisförmige Gestalt, wodurch erreicht ist, daß sie an den Kämpfern nahe der Außenkante, im Scheitel jedoch an der Innenseite verläuft und also jedesmal die auftretenden Zugspannungen aufnehmen kann. Für den Bau der Rohrleitung wurde auf die ganze Länge ein Gleis verlegt, auf welchem ein Kran mit Greifer für den Aushub, eine Mischmaschine mit Dampfantrieb fahrbar angeordnet waren. Auch die Zufuhr der Betonstoffe erfolgte auf dem Gleise, welches nach Vollendung des Baues als Dienstbahn bestehen blieb.

Außer dieser vielleicht längsten Rohrleitung in Eisenbeton sind noch verschiedene kleinere Zuleitungen, die Quellfassungen, Pumpenhäuser, Entlastungs- und Entlüftungsbauwerke und die obengenannten 4 Sammelbehälter mit ihrem Schieberhaus in diesem Baustoff ausgeführt. Von den Rohrleitungen geringeren Querschnitts und den maschinellen

Teilen abgesehen, besteht die ganze Anlage einheitlich aus Eisenbeton.

Die 4 Sammelbehälter liegen westlich der Stadt auf der „Loma de Dolores", 42 m über der durchschnittlichen Höhe der ziemlich eben angelegten Stadt. Die natürliche Beschaffenheit des „Schmerzenshügels" war für die Anlage äußerst günstig; eine sehr gleichmäßige geologische Beschaffenheit und das Fehlen jeder Kluft und Verwerfung ließ hoffen, daß die Behälter bei Erdbeben einigermaßen ungefährdet sein würden. Wegen des fast 50 m tiefer stehenden Grundwassers konnten sie in die Erde versenkt werden, ohne daß die Gefahr der Verunreinigung des Trinkwassers gefürchtet zu werden brauchte. Die tiefe Lage in der Erde ist besonders von Wert für die Niedrighaltung der Temperatur des Wassers, die bei der geringen Überdeckung der langen Hauptleitung verhältnismäßig hoch steigt und in den Sammelbehältern wieder abnimmt.

Abb. 2. Schieberhaus der Wasserleitung Mexiko.

Die Umfassungswände der vier völlig gleich durchgebildeten Behälter, deren Durchmesser an der Decke 105, am Boden 96 m beträgt, sind mit Neigung wegen des seitlichen Erddrucks angelegt, wie dies aus Abb. 1 zu erkennen ist, und wurden, ebenso wie die Bodenplatte, stark armiert. Die in 9 konzentrischen Kreisen stehenden 384 Säulen eines jeden Behälters, deren Höhe von 6 m am Behälterrand auf 7 m nach der Mitte hin zunimmt und die die Decke tragen, sind in eisernen Formen gestampft und haben Spiral- und Längsarmierung. Zwischen den 2352 Unterzügen, deren Länge zwischen 3,2 und 5,15 m schwankt und welche die Verbindung der Säulenköpfe herstellen, ist die kreuzweise armierte Decke gespannt, welche von einer bis 1,4 m starken Erdschicht bedeckt ist. Der Zugang zu den Behältern erfolgt in Behältermitte über eine von einem 3,85 m hohen Türmchen aus zugängliche Wendeltreppe in Eisenbeton. Die Sohle dieses Turmes ist um 2,5 m tiefer als die Behältersohle gelegt; in diesen Raum münden die Rohrleitungen, welche unter dem Behälterboden durchgeführt sind, ein.

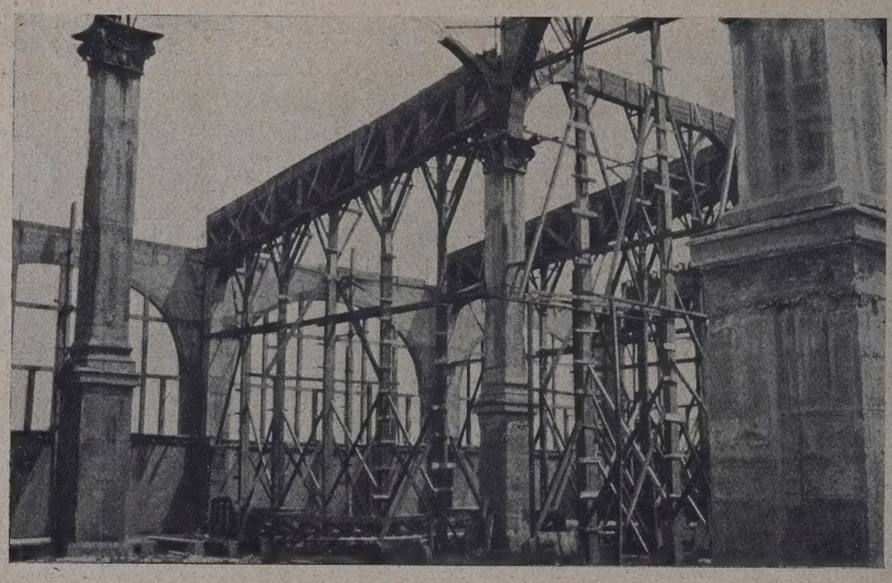


Abb. 3. Bau einer Markthalle in Verakruz.

Für die Herstellung der 4 Behälter, welche nacheinander ausgeführt wurde, hatte man eine überaus zweckmäßige Einrichtung geschaffen. Um die Baugrube herum läuft ein kreisförmig gebogenes Gleis, auf welchem sich das eine Ende einer Krankonstruktion von 57 m Lichtweite weiterbewegen kann. Das andere Ende ruht auf einem Drehzapfen in Behältermitte. Mit diesem Kran kann jeder Punkt der Baugrube bestrichen werden. Auf dem beweglichen Ende des Krans waren eine Lokomobile, ein Windwerk, Aufzug und zwei Ransom-Mischmaschinen, welche in Kübel mit Bodenklappen entleerten, aufgebaut. Mit den Kübeln wurde der Beton durch das Windwerk an jede gewünschte Stelle befördert. Auch die Schalung wurde mit dem Windwerk der Kranbahn aufgestellt. Nach Fertigstellung der Bodenplatte wurde die Schalung für eine Säulenreihe aufgebaut; nachdem diese betoniert und erhärtet war, wurde die Schalung abgenommen und neu aufgestellt. So wurde nur für 4 Reihen zu je 9 Säulen Schalung beschafft und jede einzelne konnte insgesamt 42-mal gebraucht werden.

Die Säulenköpfe wurden ebenfalls mit vorgerichteten Formen betoniert, wobei gleich die für die Unterzüge notwendigen Eisen einbetoniert wurden. Diesen Bauzustand zeigt Abb. 1. Auf den Säulenköpfen wurden Träger aus Profileisen aufgelagert, an welchen die Schalung für Unterzüge und Decke aufgehängt wurde und welche nach Fertigstellung der Decke wieder abgenommen wurden. Eine Abstützung der Deckenschalung durch hölzerne Stützen fand an keiner Stelle statt.

Zur Regelung des Zuflusses zu den 4 Behältern und des Abflusses nach der Stadt, gegebenenfalls auch als Entlastungsanlage dient das in Abb. 2 dargestellte Schieberhaus, zu welchem, abgesehen von Fenstern, Türen und den Schiebern, ausschließlich Eisenbeton als Baustoff verwendet ist. Auch die Rohrleitungen sind in Eisenbeton hergestellt.

Als Bewehrungseisen ist das in Amerika sehr geschätzte Wulsteisen verwendet. Was uns von diesen Arbeiten besonders angeht, ist der Umstand, daß dazu ausschließlich deutscher Zement „Marke Alsen" mit ausgezeichnetem Erfolg verwendet worden ist.

Sämtliche Arbeiten wurden von dem Regierungs-Ingenieur M. Marroquin y Rivera entworfen und geleitet; sie sind als Regiebauten durchgeführt und ganz vorzüglich ausgefallen, obwohl nur einheimische, wenig geschulte Arbeiter zur Verfügung standen; der Indianer hat eine nicht abstreitbare natürliche Begabung für Betonarbeiten, ähnlich wie der Italiener.

Die Untergrundverhältnisse der Stadt Mexiko sind recht schwierige. Ehedem nahm ein etwa 1—2 m tiefer großer See die weite Hochebene ein. Auf zusammengepreßten Schlammablagerungen dieses Sees steht die Stadt. Diese bilden zwar einen gewissen federnden Schutz für die Stadt bei Erdbeben, anderseits treten oft unangenehme Setzungen von Gebäuden infolge der ungleichen Beschaffenheit des Untergrundes auf.

Um das zu vermeiden, wurde beim Neubau des Nationaltheaters, eines großartigen, in Eisen erbauten und mit carrarischem Marmor verkleideten Gebäudes, eine Eisenbetonplatte für die Gründung gewählt. Allerdings setzte sich das Gebäude sehr stark, aber gleichmäßig, so daß nach seiner Vollendung die Umänderung der Zugänge erhebliche Zeit und Kosten in Anspruch nahm. Auch der Maschinenkeller, der tiefer ins Grundwasser kam, wurde undicht. Hier wäre ein Pfahlrost aus Eisenbeton- oder Holzpfählen sehr angebracht gewesen.

Ähnliche Erfahrungen mußte man beim Bau der 1910 auf dem Paséo de la Reforma errichteten, in ihrer Formgebung sehr an die Berliner Siegessäule erinnernden Unabhängigkeitssäule machen. Der Bau war fast vollendet, als sich die Säule zur Seite neigte, und nur durch schleuniges Wiederabtragen konnte dem Einsturz vorgebeugt werden. Der Wiederaufbau erfolgte auf einer von 1200 Pfählen aus Zypressenholz getragenen Eisenbetonplatte von 29 m Durchmesser und hatte den gewünschten Erfolg.

Der Einführung des Eisenbetonbaues in den Küstenstrichen, welche tropisches Klima haben, kam der Umstand zunutze, daß infolge des hohen Feuchtigkeitsgehaltes der Luft das Eisen nur eine unglaublich kurze Lebensdauer besitzt. Demzufolge wurde für den Bau einer Markthalle für die Stadt Verracuz, wovon Abb. 3 stammt, Eisenbeton verwandt. Die Halle sollte eine Länge von 60 m erhalten und aus einem Mittelschiff von 15 m Breite und 4 Seitenschiffen von je 9 m Breite bestehen. Das Dach sollte außer von den Umfassungswänden von 36 quadratischen Säulen getragen werden. Diese sind in besonders hergerichteten mehrfach benutzten Formen gestampft und tragen am Unterzugauflager ein Kapitäl, welches vorher gestampft und in der Mitte mit einer Öffnung für den Durchgang der Armierung versehen ist. Die Unterzüge sind nach dem System Visintini ausgebildet, ihre Einschalung und Unterstützung ist aus dem Bilde ersichtlich. Sämtliche Pfetten sind auf der Erde gestampft, hochgezogen und verlegt.

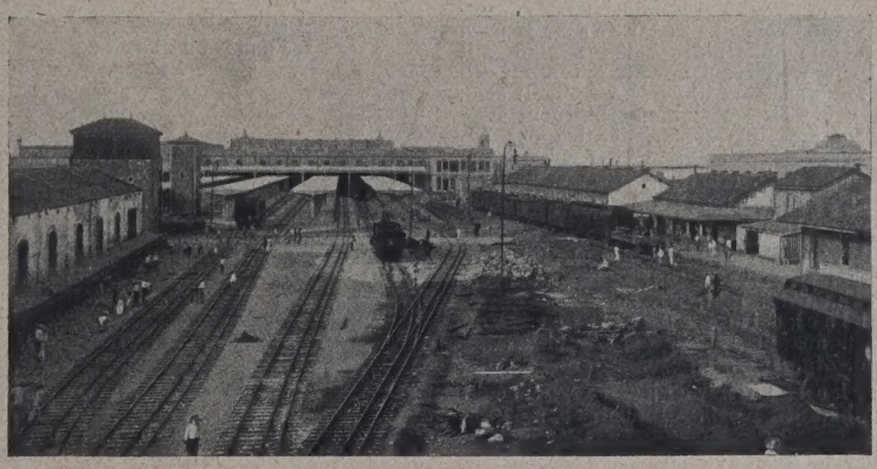


Abb. 4. Hauptbahnhof in Verakruz.

Der Bau war zu etwa $^1/_3$ durchgeführt, als plötzlich der Unternehmer aus irgendwelchen politischeu Gründen verhaftet wurde. Als die Stadtverwaltung einen neuen Unternehmer zu gewinnen suchte, waren sämtliche Zeichnungen und Berechnungen verschwunden. Die Weiterführung des Baues scheiterte dann daran, daß niemand die Gewähr für die Standsicherheit der Halle übernehmen wollte, was bei der geringen Güte und wenig sorgfältigen Ausführung der bisherigen Arbeiten nicht zu verwundern war. So blieb der Bau liegen. Das Holzwerk — zum Eisenbetonbau kann man natürlich nur weiche Hölzer verwenden — verrottet im tropischen Klima sehr schnell und ebenso geschwinde haben sich Pflanzen überall angesiedelt, so daß der Bau nach kurzer Zeit ein trauriges Bild bot und Zeugnis ablegte, wohin politische Wirren ein noch so blühendes Land führen. Ob nun während des Krieges der Bau vollendet und seiner Bestimmung zugeführt werden konnte, entzieht sich der Kenntnis des Verfassers.

Weiter ist in Veracruz der Eisenbeton beim Bau von Hafenspeichern, und zwar zu den Decken und Verbindungsbrücken zur Anwendung gekommen, besonders aber zum Neubau des Hauptbahnhofes der Mexican Railway, den Abb. 4 darstellt. 4 einstielige Bahnsteigdächer, welche allerdings etwas plump ausgefallen sind, und die Querhalle, an welche sich die Geschäftsräume usw. anschließen, sind in Eisenbeton von vorzüglicher Beschaffenheit ausgeführt. Rahmengebilde sind wohl aus Gründen der Vereinfachung der statischen Berechnung vermieden, sondern lediglich ebene Decken mit Unterzügen zur Anwendung gebracht.

Da die Mexican und Interoceanic Railway in diesem Bahnhof zusammenlaufen, sind die Gleise mit Normal- und Meterspur ausgerüstet, wie dies aus der Abbildung zu erkennen ist. Das Bahnsteigdach und Gebäude des alten Bahnhofs, der in Holz errichtet war, ist rechts zu erkennen. Die Aufnahme ist von einem Fußgängersteg in Eisenbeton, der als Balkenbrücke mit durchlaufendem Träger das Bahngelände überquert, aus aufgenommen.

Am Pazifischen Ozean sind mehrere Leuchttürme, darunter die von Fécolutla und Nautla in Eisenbeton errichtet; es sind etwa 15 m hohe einfache Bauten; ebenso wurde aus Gründen der Feuersicherheit ein Gebäude für eine Funkenstation bei Campeche in diesem Baustoff, nachdem die erste Ausführung in Holz durch Blitzschlag zerstört war, wieder aufgebaut.

Aus allem ersieht man, daß auch in Mexiko im Eisenbetonbau einige gute Fortschritte gemacht sind. Für Deutschland war das Aufblühen dieser Bauweise insofern von Belang, als vor dem Kriege nach dort sehr viel Zement, besonders von norddeutschen Werken, ausgeführt werden konnte.

Der Krieg hat uns dieses Absatzgebiet genommen und ob wir es wieder gewinnen können, scheint mehr als zweifelhaft. Mexiko hat inzwischen selbst 2 große Zementfabriken La Cia Manufacturera de Cimento Portland „La Cruz Asul" S. A. und „La Tolteca", Cia de Cimento Portland S. A. erhalten, die in nicht allzu ferner Zeit in der Lage sein werden, den Bedarf des Landes selbst zu decken. Der jetzt nicht im Lande erzeugte Zement wird aus England und den Vereinigten Staaten eingeführt, jedoch sind ein ziemlich hoher Schutzzoll, billige Löhne und Bodenpreise in der Nähe von Eisenbahnen gute Vorbedinngungen für die Steigerung der Zementerzeugung im Lande selbst, so daß sich aller Voraussicht nach Mexiko in Kürze in dieser Beziehung vom Ausland freimachen wird.

Das sind schlechte Aussichten für uns, dieses Absatzgebiet wieder zu gewinnen und wir werden höchstens Maschinen zur Einrichtung von Zementfabriken liefern können, wenn wir wieder wettbewerbsfähig auf dem Weltmarkt geworden sind.

LITERATURSCHAU.

Gesammelt und geordnet von Regierungsbaumeister Dr.-Ing. W. Kunze, Privatdozent, Dresden.

Baustoffkunde.

296. Versuche zur Ermittlung der Raumänderungen von Zement und Zementmörtel beim Abbinden. Einfluß des Wasserzusatzes, des Mischungsverhältnisses, des Zements. — Messung der Länge der Eiseneinlagen beim Abbinden des Zementmörtels. — Untersuchungen über die Geschwindigkeit des Quellens und Schwindens von Natursteinen beim Durchfeuchten und Austrocknen. Mitt. a. d. Materialprüfamte der. T. H. Stuttgart. Von Otto Graf, Beton und Eisen 1921, Heft 4/5.

297. Zur Frage des hochwertigen Sonderzements. Von Staatsbahnrat Ing. Spindel. Stellungnahme zu Ausführungen von Dr. Luftschitz. Tonind.-Ztg. 1921, Nr. 29, S. 234—236 und Nr. 30, S. 241 bis 243.

298. Zementherstellung aus Hochofenschlacke im elektrischen Ofen. Tonind.-Ztg. 1921, Nr. 33.

299. Zement und Baumaterialien aus Abfällen. Von Dr.-Ing. B. Waeser. In Zement 1921, Nr. 12, S. 141 bis 143, werden die Möglichkeiten vorgeführt, Karbidrückstände [$Ca(OH)_2$] zu Kalkmörtel und durch Zurückführung des Kalkschlammes in gebrannten Stückkalk durch Pressung usw. nutzbar zu machen. Die Kalziumkarbidrückstände sind mit Sand (und Steinschlag) ohne weiteres zu Mörtel (und Kalkbeton) verarbeitbar. Für feineren Putz u. dergl. empfiehlt sich, zur Hälfte Weißkalk und zur Hälfte Kalziumkarbidrückstände zu verwenden. Weiter wird die Auswertung der bei der Ölschieferverbrennung und -vergasung entstehenden Ölschieferschlacken zur Zementstreckung usw. erörtert.

300. Die Wirtschaftlichkeit des Trasses. Zement 1921, Heft 10, S. 113—115.

301. Kalkbeton. Wirtschaftlichkeit des Kalkbetonbaues. Welcher Kalk eignet sich für Beton? Mischungsverhältnis. Festigkeiten. Tonind.-Ztg. 1921, Nr. 29.

302. Hochofenschlacke im Baugewerbe. Von Dr. C. R. Platzmann, Mitt. aus dem Lab. der Ambi-Werke, Berlin-Johannistal. Tonind.-Ztg. 1921, Nr 36.

303. Das Schlackensteinwerk der Stadt Elberfeld. Von Stadtbaurat Koch. Industriebau 1921, Heft 2, S. 23—27.

304. Die rheinische Bimsindustrie. Von Dr. jur. Jungblut, Neuwied. Die Rohstoffe und das Erzeugnis, die Herstellung und ihre Hilfsmittel, Verwendung der Erzeugnisse, Umfang und Organisation der Industrie, Lage nach dem Kriege. 9 Seiten in Technik und Wirtschaft 1921, Heft 1.

305. Zementdachsteine. Von Rob. Paul, Tonind.-Ztg. 1921, Nr. 37.

Vergl. außerdem **340** und **341**. Holzimprägnierung und Holzuntersuchung.

Statik und Festigkeitslehre.

306. Einheitliche Formel- und Einheitszeichen. Gesundheitsingenieur vom 12. 2. 1921 und Städt. Tiefbau vom 25. 3. 1921 bringen die vom Ausschuß für Einheiten und Formelgrößen (A. E. F.) vorgeschlagenen und endgültig angenommenen Zeichen in einer der allgemeinen Benutzung empfohlenen Zusammenstellung.

307. Lastverteilung bei zweiseitig aufliegenden Eisenbetonplatten mit konzentrierter Belastung. Besprechung des Heftes 44 der Veröffentl. des D. A. f. E. durch Dr. Petry in Beton und Eisen 1921, Seite 415.

308. Zeichnerische Untersuchung rechteckiger Steifrahmen. Von Dr.-Ing. J. Polivka, Prag. Beton und Eisen 1921, Heft 4/5, 3 Seiten.

Brückenbau.

a) Allgemeines.

— — — —

b) Hölzerne Brücken.

309. Wiederherstellungsarbeiten an der von den Russen 1915 zerstörten Brücke über den Niemen bei Prany. 1. Allgemeines; 2. Der Bau der Brücke (Holzbrücke) und ihr Zustand nach der Zerstörung; 3. Wahl der Bauart für den zerstörten Teil der hohen Straßenbrücke; 4. Einrichtungen der Lagerplätze usw.; 5. Arbeitskräfte usw. Tiefbau 1921, Nr. 25, 26 und 27.

c) Stein- und Betonbrücken.

— — — —

d) Eisenbetonbrücken.

— — — —

e) Eiserne Brücken.

310. Der internationale Wettbewerb für eine Überbrückung des Meeresarmes zwischen Aalborg und Nörresundby (Dänemark). Beton und Eisen 1921, Heft 4/5, eine halbe Seite.

311. Neue Hoanghobrücke. Kurze Mitt. über das Bauvorhaben in der Rundschau der Z. d. V. d. I. 1921, Heft 11, S. 278.

Hochbaukonstruktionen und Zementwaren.

312. Die neuen Bauweisen und die Zementwaren- und Kunststein-Erzeugung. Von Reg.-Baumstr. Amos, Hohendölzschen. Baumarkt 1921, Nr. 12.

313. Im Zeichen der Ersatzbaustoffe. Von Reg.-Baurat Stegemann, Dresden. Tonind-Ztg. 1921, Nr. 33, 34.

314. Lehmbausiedlung Zepernick. Von Reg.-Baumstr. Lücke. Mit Abb. Bauwelt 1921, Nr. 11, S. 145—146.

315. Neuerungen auf dem Gebiete des Lehmbaues. 1 Seite in der Bauwelt 1921, Nr. 12, S. 161.

316. Wärmetechnische Versuche und Berechnungen. Angaben aus einem beachtenswerten Bericht von Dr. Hencky, im Zentralbl. der Bauv. 1921, Nr. 26, 1 Spalte einschl. Tabelle.

Gründungsarbeiten usw.

— — — —

Wasserbau.

Gewässerkunde und Wasserwirtschaft, Wasserrecht, Wasserbewegung.

317. Die Umgestaltung des tirolischen Wasserrechtsgesetzes. Von Dr.-Ing. Ph. Krapf. Österr. Monatsschrift f. d. öffentl. Baudienst usw. 1921, Heft 1—3.

Flußbau, Hafenbau, Hafenbau, Kanalbau, Schleusenbau.

— — — —

Vgl. weiter unten Nr. **349** „Wasserstraßen und Eisenbahnen".

Wehre, Talsperren, Wildbachverbauungen, Wasserkraftanlagen, Bewässerungen usw.

319. Die Wasserkräfte der wichtigsten Industrieländer der Erde. Von Thierbach. Nach dem soeben erschienenen Buche „Weltwirtschaftlicher Stand und Aufgaben der Elektroindustrie" von Dr. G. Respondek. Technik und Wirtschaft 1921, Heft 3, 5½ Seiten.

320. Wasserkraftnutzung in Argentinien. Auszug aus dem Bericht vom 5. .10. 20, der der argentinischen Regierung von Gamberale und Mermoz überreicht worden ist. In der Rundschau der Z. d. V. d. I. 1921, Heft 14, S. 351—352.

321. Die Ursachen des Bruches des Druckstollens der Ritomkraftwerkes. Z. d. V. d. I. 1921, Heft 11, S. 278, nach „Elektrotechnik und Maschinenbau" 1921, 30. Jan. Der Stollen sollte mit 4 at betrieben werden, hat aber, vielleicht infolge von Gebirgsverdrückungen und auch infolge schlechter Ausfüllung der Zwischenräume zwischen der Auskleidung und dem Gebirge starke Risse erhalten, die ein Entweichen des Druckwassers und eine Durchwässerung des Gebirges zur Folge haben. Daher zurzeit nur Niederdruckbetrieb. Ausbesserung durch Zementeinspritzung erfolglos. Einbau eines Eisenbetonrohres vorgeschlagen. Erst nach Fertigstellung eines zweiten Kraftwerkes (bei Amsteg) ausführbar.

Erdbau, Tunnelbau und Bergbau.

Bruch des Stollens des Ritomkraftwerkes siehe oben unter Nr. **321**.

Straßenbau.

Eisenbahnbau und -betrieb.

322. Eine neue Theorie der Riffelbildung. Von Ober-Ing. A. Wichert, Mannheim. Verkehrstechnik 1921, Heft 9, 10. Der Verfasser führt die Riffelbildung auf Reibungsschwingungen zurück, wie sie beim Streichen einer Saite, beim Knarren der Türen usw. auch beobachtet werden können.

323. Die Normalisierung des Oberbaumaterials in Deutschland und in Frankreich. 2 Seiten in Elektrische Kraftbetriebe 1921, Heft 6.

324. Zur Eisenbahnausrüstung von Häfen. Von Geh. Baurat Prof. W. Cauer, Verkehrstechnische Woche 1920 und 1921, Heft 1, 3 und 4.

325. Zur Elektrifizierung der Gotthardbahn. 1 Spalte Bericht über die soeben durchgeführte Elektrifizierung. Verkehrstechnik 1921, Heft 7.

326. Über den Entwurf der Bahnhöfe von großstädtischen Schnellbahnen. Von Dr.-Ing. Gaede in der Verkehrstechnischen Woche 1921, Heft 8, Seite 67 und 68, nach Eng. News Record 1920 (A. Nielsson). Berücksichtigt werden besonders die Anforderungen, die der Riesenverkehr an Treppen und Zugänge sowie an die Bahnsteige stellt sowie die Frage des Einflusses der Verdoppelung der Hauptgleise auf die Schnelligkeit der Abfertigung u. ä. m.

327. Über den gegenwärtigen Stand der elektrischen Zugförderung in Italien. Elektrische Kraftbetriebe und Bahnen bringen in Heft 2, 1921, eine kurze Übersicht über die Betriebsstrecken unter Angabe der verwendeten Stromart.

Eisenbetonbau.

(Eisenbetonbrücken siehe unter Brückenbau!)

328. Die Zementfabrik in Torda. Von Dr.-Ing. Hugo Szekely und Dipl.-Ing. Ernst Havas, Budapest. Beton u. Eisen 1921, Heft 4/5 und folg. Es sind namentlich die hierbei erstellten Eisenbetonhochbauten dargestellt.

329. Kläranlage zur Kohlenschlamm- und Wasserrückgewinnung für die Kohlenwäsche der Fa. Gebr. Stumm, Neunkirchen, Saar. Von Dr.-Ing. Münkner. Beton und Eisen 1921, Heft 4/5, eine Seite.

330. Rosten von Eiseneinlagen in Beton unter der Einwirkung von Steinholz. Von Dr. Rich. Grün, Blankenese. Es wird im Anschluß an die über diese Frage in letzter Zeit veröffentlichten Erörterungen ein Fall mit auffallend unangenehmen Rosterscheinungen (1919 erbautes Kontorgebäude) vorgeführt und untersucht. Als Schutz gegen die verderblichen Einwirkungen wird ein Anstrich des Betons mit Asphalt u. dgl. empfohlen. Der Magnesiumchloridgehalt ist so niedrig als möglich zu wählen, das Steinholz muß völlig ausgetrocknet sein, ehe Linoleum u. ä. aufgebracht wird. Zement 1921, Heft 10, S. 111—12.

331. Getreidespeicher aus Eisenbeton. Neu artige amerikanische Trockenhäuser. Von Heinr. Gerves, Tonind.-Ztg. 1921, Nr. 30, S. 243—44, nach Concrete 1920, Nov. und Dez. Die Durchlüftung der Speicher ist durch Maschen werk der Wandungen herbeigeführt.

332. Scheune aus Betongittersteinen. Im Anschluß an obigen Auszug gibt H. Gerves in Tonind.-Ztg. 1921, Nr. 37 weitere Mitteilungen über amerikanische Ausführungen mit Abb.

333. Grünfutter-Silos. Von Dipl.-Ing. H. Martin, Direktor der Holz- u. Bauges. Greifswald-Stralsund. 1 Seite Zeichnungen nebst wirtschaftlichen Betrachtungen. Zement 1921, Nr. 11, S. 134—136.

334. Wirtschaftliche Vorteile von Stahl- und Betonschiffen. Erörterung der Wirtschaftlichkeit an Hand des Aufsatzes von Dr.-Ing. Teubert in Werft und Reederei vom 7. Januar 1921 und eines Vortrages von K. Hojgaard. Ztschr. des V. d. I. 1921, Nr. 11, S. 273.

335. Neuere Wege im Betonschiffbau. Von Zivil-Ingenieur Leo Kauf, Wien. Beton und Eisen 1921, Heft 4/5 und folg.

336. Schiffe aus Eisenbeton. Kurze Mitteilung mit Bild über den Leichter Nordahl (600 t) in Beton und Eisen 1921, Heft 4/5.

337. Behälterwagen aus Eisenbeton. Kurze Mitteilung in Beton und Eisen 1921, Heft 4/5.

Eisenbau.

(Eisenbrücken siehe unter Brückenbau!)

338. Neuzeitliche Eisenbauten. Von Kgl. Baurat Karl Bernhard, beratender Ingenieur und Privatdozent, Berlin. Bauwelt 1921, Heft 9, S. 112—113. Mit zahlreichen Abb. von Bauwerken, die nach Entwürfen des Verfassers ausgeführt sind.

339. Halleneinsturz infolge außergewöhnlicher Schneebelastung. Von Reg.-Baumeister a. D. Dr. Sonntag, Berlin-Friedrichshagen, in „Deutsches Technisches Wochenblatt", Kiel, 1921, Nr. 75/76, 1½ Seite. Es handelt sich um eine 40 Jahre alte, stark angerostete Bedachung aus bombiertem Wellblech, die bei einseitiger Schneelast eingestürzt ist.

Holzbau.

340. Über Holzprüfung. Dr. P. Martell. Industriebau 1920, Heft 11, 1921, Heft 2. Beilage, S. 18.

341. Die Wirtschaftlichkeit der Imprägnierung hölzerner Leitungsmasten. Von Dr.-Ing. Dr. phil. Friedrich Moll. Elektrische Kraftbetriebe und Bahnen 1921, Heft 6. Mitteilung von Beobachtungen auf Grund statistischer Erhebungen.

342. Die neue Messehalle in Leipzig. Bauwelt 1921, Nr. 9, S. 104—105. Von Hetzer, Niesky. Ein Holzbau mit sieben Bindern von je 21,50 m Stützweite.

343. Weitgespannte Holzkonstruktionen auf der Leipziger Messe. Bauwelt 1921, Nr. 9, S. 106—107. (Köhn.)

Städtebau und städtischer Tiefbau.

344. Beziehungen zwischen Stadtgröße und Verkehr. Von Prof. Dr.-Ing. Blum, Hannover. Zeitschr. d. Ver. d. Ing. 1921, Heft 21, S. 285—288 und Heft 14, S. 345. Der Verfasser geht von der sehr beachtenswerten Auffassung aus, daß die Städte von mehr als 600 000 Einwohnern eine Gefahr für die Gesundheit des ganzen Volkes zu werden beginnen und hebt die Arbeiten hervor, die zu deren Beseitigung dem Ingenieur obliegen.

345. Schnellbahnen unter Gebäuden. 3 Seiten nach dem im Zirkelverlage erschienenen Buche des Geh. Baurats P. Wittig in der Bauwelt 1921, Heft 13.

346. Die Lage von Bahnhof und Stadt. Von Dr.-Ing. Blum, o. Prof. a. d. Techn. Hochschule Hannover. Verkehrstechnik 1921, Heft 8, 9.

Kunst im Ingenieurwesen. — Wirtschaftliches. — Personalnachrichten. — Vereinsnachrichten. — Standesvertretung. — Sonstiges.

348. Kosten-Veranschlagung für Bauten. Von Reg.- u. Baurat Leopold Sarrazin. In der Verkehrstechnischen Woche 1921, Heft 10, S. 88—90. Es werden von 12 Bauwerken für Zwecke des Eisenbahnbaues und -betriebes die Kosten für 1 lfdm. angegeben (Unterführungen, Durchlasse, Winkelstützmauern usw.). Derartige Ermittlungen sollten häufig mitgeteilt werden (wie hier unter Beigabe von Abbildungen) Es würden sich dann gut Mittelwerte feststellen lassen, die allgemein mit Nutzen verwendet werden könnten.

349. Die Entwicklung des Verkehrs auf deutschen Wasserstraßen und Eisenbahnen. Öffentliche Sitzung der Akademie des Bauwesens in Berlin am 22. März 1921. Kurzer Sitzungsbericht und Auszug aus dem Vortrage des Herrn Ministerialdirektor a. D. Dorner, der einen geschichtlichen Rückblick bis in die neueste Zeit hinein bildet. 1½ Seite im Zentralblatt des Bauw. 1921, Nr. 26.

350. Die Inventarisierung im Baugewerbe. Von Dr.-Ing. Eduard Rebhan, techn. Konsulent, Wien, Taylor-Ztschr. 1921, Heft 1. (Ratschläge für die Einrichtung einer Kartothek für Werkzeuge usw.)

351. Neue Formen im Verdingungswesen. Von Prof. Dr.-Ing. Risch, Braunschweig. Technik und Wirtschaft 1921, Heft 2.

352. Das Stücklohnsystem. Die unbedingte Notwendigkeit von Zeitstudien für die richtige Feststellung von Akkordlöhnen. Von F. W. Taylor. Übersetzt von Justus Bormann. Taylor-Ztschr. 1921, Heft 1 u. folg.

353. Zur Reform der Technischen Hochschulen. Technik und Wirtschaft 1921, Heft 3. Von Prof. W. Franz, Charlottenburg. 2½ Seite.

354. August Thyssen und sein Werk. Zur Erinnerung an die Begründung des ersten Werkes am 1. April 1871. Von Conrad Matschoß. 11 Seiten in der Ztschr. d. Ver. d. I. 1921, Nr. 14, S. 333—344.

KURZE TECHNISCHE BERICHTE USW.

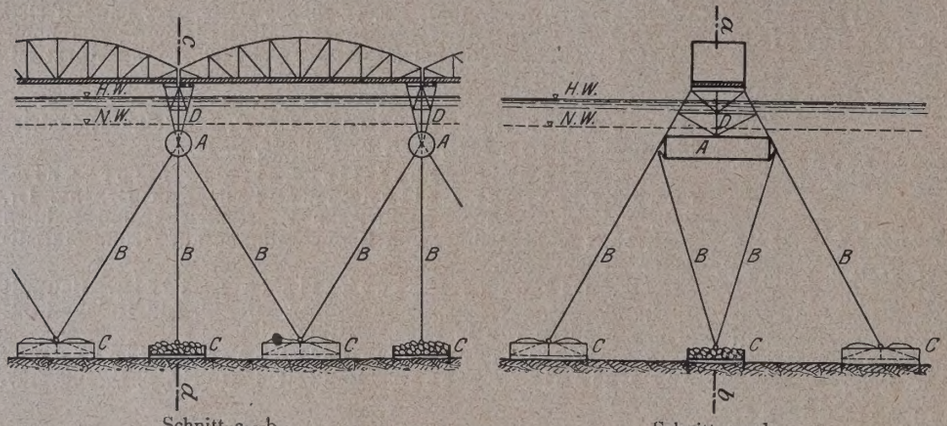
Die „Schwimmgründung" — eine neue Gründungsart zur Errichtung von Bauwerken über tiefe Gewässer.

Von Ing. Ottokar Schwarz, Ziviling. f. d. Bauwesen in Wien.

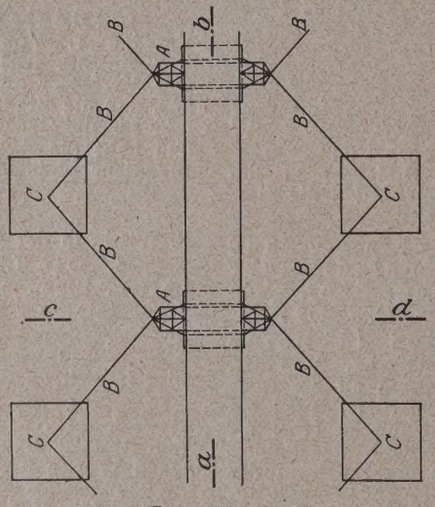
Wo ein Bauwerk über tiefe Gewässer oder auf wenig tragfähigem mit Grundwasser erfüllten Boden gegründet werden soll, sind die heute üblichen Gründungsarten oft unanwendbar oder langwierig und teuer.

Die vom Verfasser zur Patentierung angemeldete Schwimmgründung ermöglicht jedoch auch in diesen Fällen eine leichte, rasche und billige Gründung.

Abb. 1 zeigt, wie eine Brücke über eine breite und tiefe Meeresstraße errichtet werden kann. A ist ein zylinderförmiger Hohlkörper aus Eisen oder Eisenbeton, welcher durch Ketten oder Seile B und die mit Ballast beschwerten Anker C in einer bestimmten absoluten Lage unter der Meeresoberfläche derart festgehalten wird, daß trotz der Wasserspiegelschwankungen eine namhafte Bewegung desselben ausgeschlossen ist. D ist ein Fachwerk zur Übertragung der Lasten auf den Auftriebskörper A. Es ist so bemessen und angeordnet, daß der auf ihn wirkende Wogendruck möglichst gering ist und die Wasserspiegelschwankungen nur eine geringe Änderung des Auftriebs zur Folge haben. Der Auftriebskörper ist in einer solchen Tiefe unter dem niedersten Wasserspiegel N.W. angeordnet, daß die in den obersten Wasserschichten oft stürmisch auftretenden Wasserbewegungen dort schon sehr gedämpft und für den Bestand und die Betriebssicherheit des Bauwerkes ungefährlich sind. Der Auftrieb überragt das Eigengewicht des gesamten Bauwerkes mit Ausnahme der Anker und zuzüglich der nach abwärts wirkenden zufälligen Belastungen um ein entsprechendes Maß. Die Ketten (Seile) und die Anker werden im allgemeinen um so weniger beansprucht, je größer die zufällige Belastung ist.



Schnitt a—b. Schnitt c—d.



Draufsicht.

Abb. 1.

Um die infolge Nachgiebigkeit des Meeresgrundes unter den Ankern entstehenden Setzungen unschädlich zu machen, kann die Befestigung der Ketten (Seile) an dem Auftriebskörper oder dem Fachwerk willkürlich regelbar angeordnet werden. Abb. 2 zeigt, wie zu diesem Zwecke jede der Ketten (jedes der Seile) für sich durch eine Öse Ö bis über den höchsten Wasserspiegel H.W. hinaufreicht und dort mittels einer Schraube S entspannt oder angespannt werden kann.

In derselben Abb. 2 ist auch der Schacht E angedeutet, welcher vom Hohlraum des Auftriebskörpers A bis über den höchsten Wasserspiegel H.W. führt und das Überprüfen und Instandhalten des Auftriebskörpers erleichtert.

Bei Gründungen in sehr tiefem Wasser würde infolge Belastungsänderungen das verschieden starke Durchhängen der langen Ketten (Seile) verhältnismäßig bedeutende Längenänderungen der Ketten (Seile) und daher Schwankungen des Bauwerkes zur Folge haben. Durch Auftriebskörper, welche an den Ketten (Seilen) angebracht sind, kann das spezifische Gewicht der letzteren verkleinert und das Durchhängen verringert oder auch ganz beseitigt werden.

Abb. 3 zeigt die Gründung eines Brückenpfeilers in der Nähe einer Steilküste. Der Auftriebskörper A wird hier mittels der Ketten B in einer bestimmten Tiefe festgehalten, während die Stäbe F eine horizontale Verschiebung verhindern.

Abb. 4 stellt die Gründung eines Brückenpfeilers auf wenig tragfähigem Boden dar. Der Auftriebskörper A, welcher dem Eigengewicht des Pfeilers und dem auf ihn übertragenen Eigengewicht der Brücke das Gleichgewicht hält, ruht auf dem Pfahlrost G auf. Letzterer überträgt daher nur die zufällige Belastung der Brücke auf den Untergrund.

Es ist in derselben Abb. 4 angedeutet, daß die Baugrube H, um ihre Verschlammung, Versandung oder Verschotterung zu verhindern und um eine Zerstörung des Fundaments durch das fließende Wasser hintanzuhalten, überdeckt und abgepflastert ist. Der Schacht J ermöglicht eine leichte Überprüfung und Instandhaltung der Baugrube.

Abb. 5 zeigt die Gründung eines Leuchtturmes an einer seichten Meeresstelle auf wenig tragfähigem Boden. Da die zufälligen Belastungen gegenüber dem Eigengewichte des Turmes sehr gering sind und das Eigengewicht des Turmes vom Auftriebe der Fundamentplatte A fast zur Gänze im Gleichgewicht gehalten wird, sind die auf den Untergrund übertragenen Kräfte verhältnismäßig klein. Es kann daher der Auftriebskörper unmittelbar auf dem Untergrund aufgelagert werden.

Wenn eine Beschädigung des Fundamentes durch äußere Einflüsse nicht zu befürchten ist, kann der Rest der Baugrube einfach mit wasserdurchlässigem Material ausgefüllt werden.

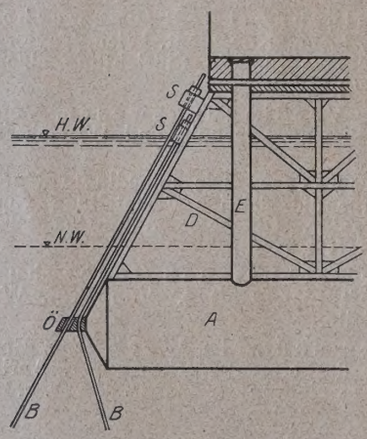
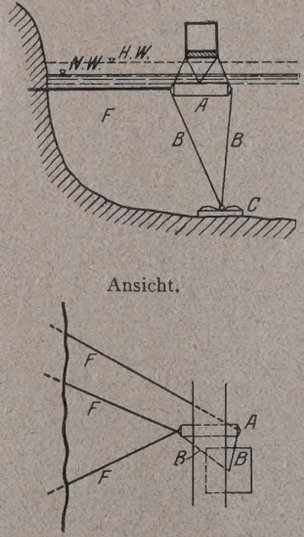


Abb. 2. Lotrechter Schnitt.



Ansicht.

Abb. 3. Draufsicht.

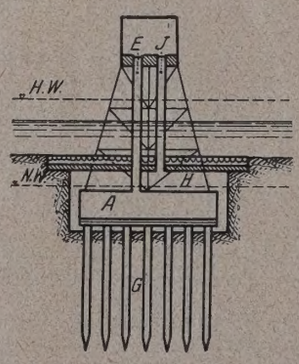


Abb. 4. Lotrechter Schnitt.

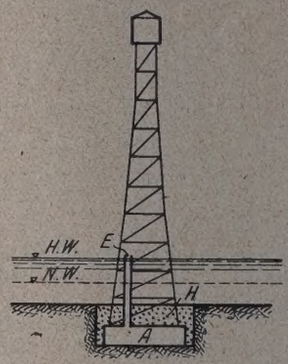


Abb. 5. Lotrechter Schnitt.

Die wichtigsten Vorteile der Schwimmgründung gegenüber den bisher bekannten Gründungsarten sind folgende:

1. Die Errichtung von Bauwerken über sehr tiefes Wasser ist leicht möglich. Selbst Gründungstiefen von mehreren hundert Metern würden keine besonderen technischen Schwierigkeiten bereiten.

2. Die Schwimmgründung erfordert einen bedeutend geringeren Material-, Arbeits- und Zeitaufwand und ist daher rascher und billiger ausführbar.

3. Da den Setzungen des Bauwerkes infolge Nachgiebigkeit des Baugrundes durch Regulierung mittels der Spannschrauben begegnet werden kann, sind selbst auf wenig tragfähigem Baugrunde ohne Schwierigkeiten Bauten errichtbar. (Vergl. die seinerzeitigen Katastrophen beim Bau der kostspieligen Steinmolen in Triest.)

4. Alle wichtigen Bauteile können in großen Erzeugungszentren hergestellt und am Bauplatz zusammengestellt werden (Errichtung von Landungsstegen, Molen, Kaimauern, Wellenbrechern, Leucht-Stürmen u. dgl. an kulturarmen Küsten).

Unter den vielen Anwendungsmöglichkeiten sei lediglich hervorgehoben, daß die Überbrückungen von Meeresengen (Bosporus, Ärmelkanal, dänische Meeresengen u. dgl.) und dadurch die Herstellung von festen Eisenbahnverbindungen über diese Meeresengen mit Hilfe der Schwimmgründung ein verhältnismäßig leicht ausführbares Problem darstellt.

Metrisches Maßsystem in Amerika.

In den Vereinigten Staaten von Nordamerika trägt man sich mit dem Gedanken, das metrische System für Maße und Gewichte gesetzlich einzuführen. Dabei ist man aber auf starken Widerstand gestoßen. Nachdem schon von seiten der Eisenbahnen mehrmals Einspruch erhoben worden ist, haben sich kürzlich auch die Eisenwerke dagegen gewandt. Ihre Berufsvereinigung, in der 85 vH. der Gesamterzeugung der Vereinigten Staaten vertreten werden, hat eine Umfrage darüber veranstaltet mit dem Ergebnis, daß sich 96 vH. aller Mitglieder gegen die Einführung des Metersystems ausgesprochen haben.

Die Begründungen für die Ablehnung, bei denen man mitunter die „gute alte Zeit" aufleben zu sehen glaubt, laufen letzten Endes darauf hinaus, daß das neue System der Maße und Gewichte ein „Chaos" in alle Dinge des Handels und der Industrie tragen würde. — Wie lange wird sich dieser Fortschritt der Technik in der englisch sprechenden Welt wohl noch aufhalten lassen? (The Iron Age v. 30. 9. 20.)

Gl.

Berichtigung zu dem Buche von Spiegel: Mehrteilige Rahmen.

Hinsichtlich des in meinem Buche „Mehrteilige Rahmen" (Verlag J. Springer 1920) behandelten Zahlenbeispiels eines Vierendeelträgers machte mich Herr Professor F. Klokner von der böhmischen technischen Hochschule in Prag in einem an mich gerichteten Schreiben darauf aufmerksam, daß in den in Fig. 107 dargestellten Einflußlinien eine Unrichtigkeit vorliegen müsse und deren Vergleich mit den nach anderen Methoden gewonnenen Resultaten Abweichungen ergäbe. In neuerlicher Durchsicht meiner Berechnungen bemerkte ich, daß die Formeln (m) auf S. 182 und die daraus berechneten Einflußlinien H_5 und H_6 in Fig. 107 unrichtigerweise als Werte für die Gurtkräfte angegeben sind und sie vielmehr den in den Pfosten wirkenden wagerechten Kräften entsprechen, die seit Vierendeel als unbekannte Größen unter der Bezeichnung π in der Mehrzahl der gebräuchlichen Berechnungsmethoden den Ausgangspunkt der Untersuchung bildeten.

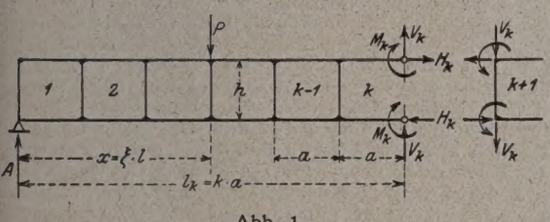


Abb. 1.

Der richtige Wert für die Stabkraft H_k des Untergurtes ergibt sich, wenn die Rahmenmomente M_k bestimmt sind und $\mathfrak{M}_k$ das Moment des statisch bestimmten Trägers von der Stützweite l im Abstande $l_k = k\,a$ vom linken Auflager bedeutet, aus der Gleichgewichtsbedingung in Abb. 1 mit

$$H_k = -\frac{1}{h}\,(\mathfrak{M}_k + 2\,M_k).$$

Für das Moment $\mathfrak{M}_k$ ist je nach der Lage des Angriffspunktes der Last P zu setzen für:

$$x \leq (k-1)\,a \qquad \mathfrak{M}_k = \xi\left(\frac{l}{a} - k\right) P\,a,$$

$$x \geqq k\,a \qquad \mathfrak{M}_k = (1-\xi)\,k\,P\,a.$$

Daraus folgen auf Grund der im Buche berechneten Momenten-Einflußlinien M_5 und M_6 die in Abb. 2 aufgetragenen Einflußlinien der Gurtkräfte H_5 und H_6. Die Unterschiede entsprechender Ordinatenwerte der beiden Linien stimmen natürlich mit der in Fig. 107 mit H_5 bezeichneten Linie überein.

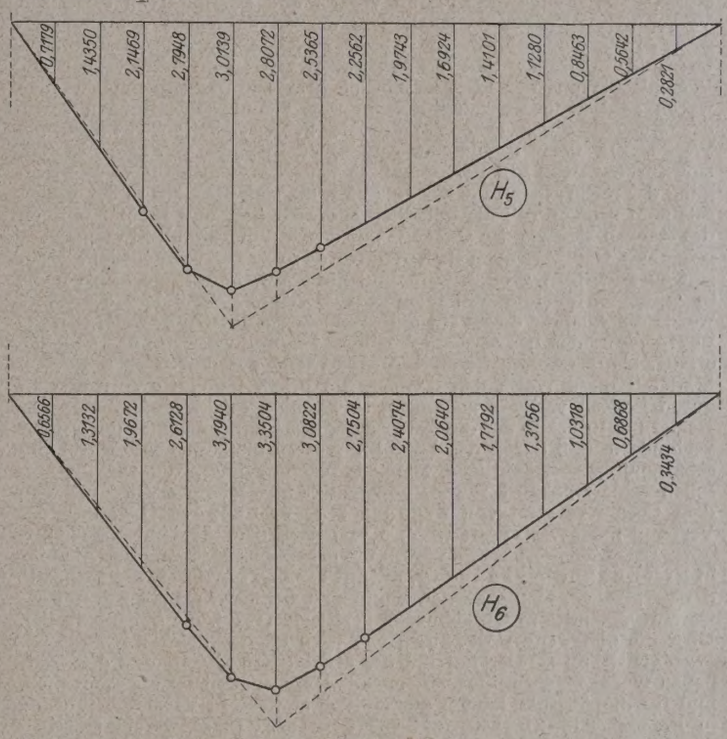


Abb. 2.

Die praktische Anwendbarkeit des von mir angegebenen Rechnungsverfahrens erleidet aber dadurch keinerlei Einbuße und ist die obige Formel für H_k nur von größerem Vorteil für die Untersuchung, die sich mit deren Hilfe viel unmittelbarer und mit einer leichter zu erreichenden Genauigkeit durchführen läßt als auf dem zumeist beschrittenen Wege der „π-Kräfte".

Für die mir freundlichst mitgeteilte Unstimmigkeit bitte ich Herrn Prof. Klokner auch an dieser Stelle meinen verbindlichsten Dank entgegenzunehmen.

Ing. Gustav Spiegel.

WIRTSCHAFTLICHE MITTEILUNGEN.

Der Stahlwerksverband 1919/20.

Dem Bericht für das am 30. Juni 1920 beendete Geschäftsjahr des Stahlwerksverbandes entnehmen wir, daß nach dem Ausscheiden der lothringischen und luxemburgischen Werke im April 1919 der Verbandesvertrag zunächst bis 30. Sept. 1919 verlängert worden war. Als dann Ende Juli 1919 die Saarwerke ausschieden und auch die fernere Zugehörigkeit der oberschlesischen Werke in Frage gestellt wurde, mußte die Hoffnung auf Fortsetzung des Vertrages mehr und mehr aufgegeben werden. Unter der veränderten politischen und wirtschaftlichen Lage und den zerfahrenen Verhältnissen auf dem Eisenmarkt glaubten einzelne Werke der Freiheit des Handelns nicht entraten zu dürfen. Da diese Werke einer Weiterverlängerung widerstrebten, verfügte die Regierung im Verordnungswege viermal eine zwangsweise Verlängerung des Vertrages, zuletzt bis 1. Juli 1920. Nachdem aber dann die Regierung in dem am 1. April 1920 ins Leben gerufenen Eisenwirtschaftsbund das gewünschte Instrument zur Regelung der Eisenwirtschaft gefunden zu haben glaubte, erreichte der Vertrag zwischen der Aktiengesellschaft Stahlwerksverband und den Verbandswerken am 30. Juni 1920 sein Ende. Seit dieser Zeit werden vom Verband nur noch solche Geschäfte, insbesondere in Eisenbahnoberbaumaterial, abgewickelt, die bis dahin unerledigt geblieben waren.

Der Versand des Verbandes in Halbzeug betrug 314 762 t (Rohstahlgewicht) gegen 439 309 t i. V. Nach dem Inland wurden 302 523 t (96,11 vH) abgesetzt, nach dem Ausland 12 234 t (3,89 vH) gegenüber 436 154 t oder 99,28 vH bzw. 3155 t oder 0,72 vH im Geschäftsjahre 1918/19. An Oberbaustoffen kamen 586 814 t (Rohstahlgewicht) zum Versand, das sind 229 097 t weniger als in der Vergleichszeit 1918/19 (815 911 t). Der Anteil des Inlandes betrug

466 728 t oder 79,51 vH, der des Auslandes 120 086 t oder 20,46 vH gegen 759 727 t (93,11 vH) bzw. 56 184 t (6,89 vH). An Formeisen wurden insgesamt 384 743 t (Rohstahlgewicht) versandt gegen 441 820 t in 1918/19 oder 57 077 t weniger. Von dem Versand entfielen auf das Inland 372 360 t (96,78 vH), auf das Ausland 12 383 t (3,22 vH) gegenüber 402 397 t (91,08 vH) bzw. 39 425 t (8,92 vH) im Vorjahre.

Anteil der Ausfuhr am Gesamtversand.

in vH.	09/10	10/11	11/12	12/13	13/14	14/15	15/16	17/18	18/19	19/20
Halbzeug . .	34,00	36,92	39,69	38,14	45,87	23,80	9,66	1,92	0,72	3,89
Eisenbzg. . .	34,47	44,08	37,19	33,97	31,64	15,64	11,28	3,99	6,89	20,46
Formeisen .	23,50	25,64	25,61	27,93	24,93	21,11	20,81	12,45	8,92	3,22

Über die allgemeine Lage heißt es in dem Bericht: „Der Vertrag von Versailles nahm der deutschen Eisenindustrie nicht nur den größten Teil ihrer heimischen Eisenerze, sondern entzog ihr auch durch die Kohlenlieferungen an die Entente einen erheblichen Teil der für einen geregelten Betrieb notwendigen Brennstoffe. Die infolge Mangels an Wagen und Lokomotiven trostlosen Verkehrsverhältnisse, namentlich in der ersten Hälfte der Berichtszeit, sowie die Lohn- und Arbeiterbewegungen, der Eisenbahnerausstand im Januar und die politischen Wirren im März trugen zur Verschlechterung der Lage wesentlich bei. Die unausbleibliche Folge waren zahlreiche Betriebseinschränkungen und -einstellungen sowie der Rückgang der Erzeugung. Die Schwierigkeiten zwangen die Werke, die noch erhebliche Auftragsrückstände vorliegen hatten, zur Zurückhaltung in der Annahme neuer Aufträge. Eine Befriedigung der regen Nachfrage des Inlandes, die sich übrigens in der Folgezeit zum großen Teil als künstlich erwiesen hat, und besonders auch des starken Bedarfs der Bahnen, war deshalb nur zum Teil möglich.

Das Geschäft nach dem Auslande, das für beträchtliche Mengen zu günstigen Preisen aufnahmefähig war, konnte ebenfalls nicht in wünschenswertem Maße gepflegt werden. Besonders erschwert wurde die Ausfuhr durch ein umständliches Ausfuhrbewilligungsverfahren, das der Auslandabnehmer begreiflicherweise nur so lange ertrug, bis das konkurrierende Ausland seinen Bedarf decken konnte. Sind auf diese Weise den deutschen Werken namhafte Aufträge zu guten Preisen verloren gegangen, so konnten es die Maßnahmen der Regierung in bezug auf die Versorgung des Inlandsmarktes doch nicht verhindern, daß durch das Loch im Westen bis zum Schluß des Geschäftsjahres beträchtliche Mengen Walzfabrikate, die für inländischen Bedarf gekauft waren, unbehelligt abgeschoben wurden. Von dem Gesamtversand von 1 286 320 t (i. V. 1 697 010 t) konnte der Verband nur etwa 11 vH (i. V. 6 vH) nach dem Ausland abgeben.

Beachtenswert ist immerhin die erhebliche Mehrung der Ausfuhr in Eisenbahnoberbauzeug, die mit 120 086 t mehr als das Doppelte der vorjährigen Menge erreichte und sich auf mehr als ein Fünftel des Gesamtversandes in Oberbauzeug bezifferte (vergl. die obige Tabelle). Über die einzelnen Erzeugnisse wird noch bemerkt:

Halbzeug. Der Fortfall der erheblichen Beteiligung der westlichen Werke machte eine ausreichende Halbzeugbelieferung unmöglich, und für die Ausfuhr kamen nur geringe Mengen in Spezialausführung in Frage. Eisenbahnoberbaumaterial. In schwerem Oberbau war sowohl für das Inland als auch für das Ausland der Auftragsbestand umfangreich, aber die wiederholt vorgenommene Kürzung der Brennstoffzuteilungen, anderseits der Eisenbahnerausstand im Januar, die politischen Unruhen im März und sonstige Störungen beeinträchtigten die Herstellungsmöglichkeit außerordentlich. Im Frühjahr 1920 wurde der Versand etwas günstiger; die Erzeugung genügte jedoch nicht zur Befriedigung der Nachfrage. Auch die Versorgung der Zechen und Gruben mit leichten Gestängen bereitete bis zum Frühjahr 1920 Schwierigkeiten, vom Mai an trat indessen eine Besserung ein. Die Nachfrage nach Rillenschienen war ebenfalls stark, da der während der Kriegsjahre aufgesparte Bedarf im vorhergehenden Geschäftsjahre bei weitem nicht hatte gedeckt werden können. Für die Lieferung von Rillenschienen stand nur ein Werk zur Verfügung, das auf Monate hinaus besetzt war, so daß sehr lange Lieferfristen verlangt werden mußten. Wenn sich auch die Anforderung von Rillenschienen für Neuanlagen von Straßenbahnen infolge der außerordentlich gestiegenen Baukosten in engen Grenzen hielt, so konnten doch selbst für den vorhandenen dringendsten Bedarf die Mengen vielfach nicht in der gewünschten Zeit bereitgestellt werden. Das Formeisen-Geschäft litt, wie schon im Vorjahre, unter der Leblosigkeit des Baumarktes. Die Bautätigkeit nahm im allgemeinen nur geringe Mengen Formeisen, namentlich für Siedlungszwecke und gemeinnützige Wohnungsgesellschaften auf, während Waggonfabriken und Eisenbauanstalten immerhin noch größere Formeisenmengen beanspruchten. In den letzten Monaten des Geschäftsjahres war die Unterbringung von Aufträgen deshalb schwierig und nur vereinzelt möglich, weil der Stahlwerksverband für Hereinnahme neuer Bestellungen nur noch für Lieferungen bis 30. Juni in Frage kam. Am Auslandsmarkte lag gute Nachfrage vor, der jedoch nicht ernstlich nachgegangen werden konnte. Der Versand dahin betrug nur etwas über 3 vH des Formeisen-Gesamtabsatzes.

Auf die einzelnen Monate 1919/20 verteilt sich der Gesamtversand wie folgt:

Rohstahlgewicht in Tonnen	Halbzeug	Eisenbahnmater.	Formeisen	Insgesamt	Minder bzw. Mehrversand gegen das Vorjahr	Arbeitstägl. Versand 1918	Arbeitstägl. Versand 19/20
Juli	42 712	55 491	27 598	135 801	— 63 181	7 370	5 030
August .	34 762	62 008	40 542	137 312	— 68 626	7 627	5 281
Septemb.	58 254	61 147	42 233	161 634	— 21 690	7 344	6 217
Oktober	26 412	59 632	36 233	122 277	— 30 802	5 673	4 529
Novemb.	19 084	43 122	94 988	97 194	+ 9 106	3 524	4 050
Dezemb.	18 967	51 666	30 097	100 730	— 5 067	4 408	4 029
Januar .	12 543	33 412	27 164	73 110	— 52 242	4 822	2 812
Februar .	19 162	39 830	29 338	88 230	— 42 900	5 468	3 676
März . . .	22 516	36 563	27 687	86 760	— 63 150	5 766	3 214
April. . . .	21 850	42 581	27 872	92 311	— 30 088	5 100	3 846
Mai	17 260	45 164	26 060	88 484	— 28 204	4 488	3 687
Juni . . .	21 332	56 198	24 931	102 461	— 13 274	4 829	4 098
Insges. .	314 762	586 314	384 743	1 286 319	— 410721	5 564	4 217

Über die Stabeisenausfuhr wird noch berichtet:

Der Umsatz des dem Stahlwerksverband angegliederten Stabeisen-Ausfuhrverbandes betrug im Berichtsjahre 279 456 t. Er hätte zum Nutzen unserer Handelsbilanz und unserer Währung noch gesteigert werden können, wenn nicht durch die beengenden Fesseln der Zwangswirtschaft die Ausfuhr erschwert und beschränkt worden wäre. Belgien konnte seine Stabeisenausfuhr in den ersten 10 Monaten 1920 um durchschnittlich 414 vH im Monat gegenüber dem Vorjahre erhöhen und England hat im Jahre 1920 seine monatliche Stabeisenausfuhr von 1913 bereits überholt. Der Lieferungsvertrag mit dem Stabeisen-Ausfuhrverband, der satzungsgemäß bis drei Monate nach Aufhebung des Kriegszustandes Geltung hatte, endigte am 17. Mai 1920.

An der Tätigkeit des Eisenwirtschaftsbundes übt der Bericht wie folgt Kritik:

Im allgemeinen darf gesagt werden, daß der EWB. auch in denjenigen Kreisen, die, im Gegensatz zu der Auffassung unserer Industrie, auf dessen Arbeit große Hoffnungen gesetzt hatten, als unzeitgemäß und überflüssig bezeichnet wird. Die Hauptaufgaben: Sicherstellung des dringenden inländischen Bedarfs und Regelung der Preise für den inländischen Verkehr, hätten, wie es berufene Kenner der Wirtschaft lange vorausgesagt hatten, sich zwanglos und auf natürlichem Wege ohne Aufbietung eines umfangreichen und äußerst kostspieligen behördlichen Apparates gelöst. Mit der Verminderung der geldlichen Verpflichtungen für Rohstoffbezüge während der Kriegszeit aus dem Auslande, die für einen Teil der Werke katastrophal zu werden drohten, und mit der Besserung unserer Währung mußten die Preise von selbst eine Wendung nach unten nehmen, und mit dem ersten Abbiegen der Preislinie zeigte sich denn auch sehr bald, daß der vermeintliche große Inlandbedarf in Wirklichkeit gar nicht bestand, sondern durch unsinniges Hamstern nur künstlich hervorgerufen worden war. An die Stelle einer lebhaften Nachfrage trat eine allgemeine Verflauung des Marktes, der auch durch die unter der Herrschaft des EWB. vorgenommenen Preisherabsetzungen nicht Einhalt geboten werden konnte. Der ausländische Wettbewerb machte sich auf den Auslandsmärkten von Monat zu Monat stärker fühlbar, so daß die vorher vorhandene Gelegenheit zu größerem Absatz dorthin trotz Erleichterung der Ausfuhrvorschriften, insbesondere nach Ablauf des Geschäftsjahres, ebenfalls mehr und mehr verloren gegangen ist.

Über Änderungen in der Verwaltung des Stahlwerksverbandes wird bemerkt, daß aus dem Vorstand im Dezember 1919 Direktor Wilh. Gußmann und im September 1920 Direktor Carl Schneider ausschieden. Im November 1919 wurde an Stelle des zurückgetretenen Kommerzienrats L. Röchling Herr Kommerzienrat Dr.-Ing. P. Reusch zum Vorsitzenden gewählt. Die Vermögensübersicht beziffert die laufenden Verbindlichkeiten mit 370,21 (151,93) Millionen M und anderseits die Außenstände mit 364,44 (146,83) Mill. M. Das Konto der Stabeisenausfuhrvereinigung ist auf beiden Seiten der Bilanz mit 34,29 (36,94) Mill. M. eingestellt. (Frkf. Ztg.).

Ausstellung für Wasserstraßen- und Energiewirtschaft München 1921.

Die Eröffnung der Ausstellung ist nunmehr auf Sonnabend, den 18. Juni, vorgesehen.

Das Unternehmen erstreckt sich auf die volkstümliche Veranschaulichung des Ausbaues der Wasserstraßen und Wasserkräfte, die Verteilung der elektrischen Arbeit über das ganze Land und auf die Einführung einer rationellen Wärmewirtschaft bei der Verwendung aller Brennstoffe. Die Ausstellung wird nach dem bisherigen Plan der vorbereitenden Stellen gegliedert in folgende Hauptabteilungen:

I. Main-Donau-Stromverband;
II. Energiewirtschaft:
a) Wasserkraftausstellung, Ausstellung des Ministeriums des Innern, Ausstellung privater Ingenieurbüros,

b) Bayernwerk,
c) Ausstellung für Torfwirtschaft,
III. Ausstellung der Landeskohlenstelle,
IV. Historische Ausstellung von Wasserkraftmaschinen,
V. Industrieausstellung, ausschließlich nur für in den Rahmen der Ausstellung passende Industrien,
VI. Büchereiausstellung von Werken über die Rhein-Donau-Schiffahrt und die Energiewirtschaft.

Während der Dauer der Ausstellung werden verschiedene Tagungen von technischen und Wirtschaftsverbänden und Vorträge von hervorragenden Fachleuten abgehalten. Eine Folge der Veranstaltungen wird späterhin bekanntgegeben.

Wirtschaftliche Mitteilungen aus den Vereinigten Staaten.

Die bekannte Zeitschrift „Iron Age" veröffentlicht in der Januarnummer ds. Js. zwei sehr wertvolle statistische Übersichten über die Entwicklung der Metallpreise in der Zeit vom Jahr 1900 bis 1920. Diese beiden Darstellungen sind in den nebenstehenden Abbildungen 1 und 2 für die im Bauingenieurwesen wichtigen Materialien wiedergegeben, die uns in mancher Hinsicht lehrreiche Vergleiche mit unseren Verhältnissen ermöglichen. Die Preise, die in den beiden Diagrammen eingetragen sind, beziehen sich auf durchschnittliche Monatspreise, die allwöchentlich in den Hauptverkaufszentren zusammengestellt werden.

Insbesonders interessieren uns die Veränderungen der Preise seit Beginn des Krieges bis zu dem Eintritt Amerikas in den Krieg. Anfangs des Jahres 1917 macht sich hier nach einem vorübergehenden Sinken ein sehr rasches Anwachsen aller in Betracht kommenden Preise bemerkbar, was mit den Lieferungen Amerikas für die feindlichen Verbündeten zusammenhängt.

Nach dem Eintritt Amerikas in den Krieg kann man ein Sinken der Preise beobachten, das sich nach Beendigung des Krieges noch fortsetzte, bis Ende 1919 die Preise abermals eine Steigerung erfuhren. Im Jahre 1920 fallen die Preise wieder, aber sie sind noch weit entfernt von dem Stand vor dem Kriege. Die Preise sind in amerikanischer Währung eingetragen und geben Verhältniszahlen an, die zum Vergleiche mit unseren Preisveränderungen herausgezogen werden können.

E. Probst.

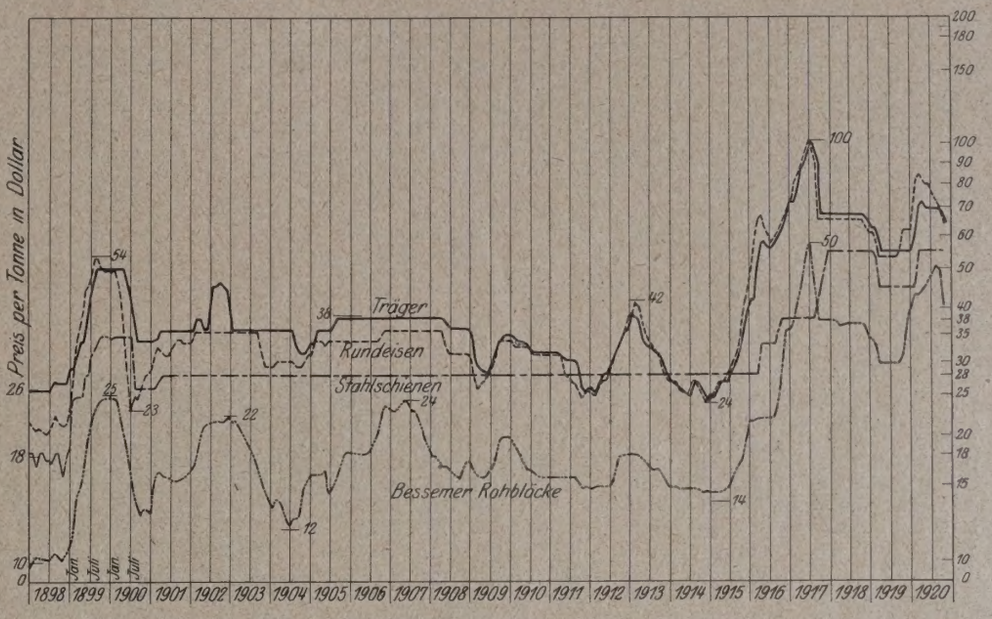


Abb. 1. Veränderungen in den Preisen der Eisenprodukte während der letzten 20 Jahre.

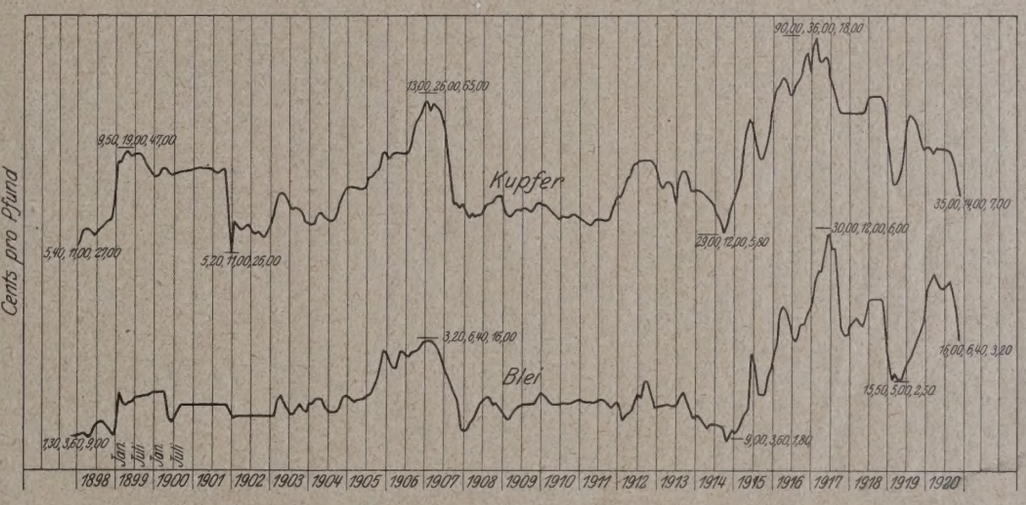


Abb. 2. Veränderungen in den Kupfer- und Bleipreisen während der letzten 20 Jahre.

PATENTBERICHT.

Wegen der Vorbemerkung (Erläuterung der nachstehenden Angaben) s. Heft 1 vom 15. Januar 1921, S. 30.

A. Bekanntgemachte Anmeldungen.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 3. II. 1921.

Kl. 80 b, Gr. 1. R 47 118. Max Rüdiger, Hamburg, Lange Reihe 29. Beton für Schiffbauzwecke. 3. II. 19.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 7. II. 1921.

Kl. 5 d, Gr. 8. S. 54 721. Svenska Diamantbergborrnings-Aktiebolaget, Stockholm; Vertr.: Dr. Hermann Fried, Pat.-Anw., Berlin SW 61. Einrichtung zum Feststellen der Neigung von Bohrlöchern. 10. XI. 20. Schweden 6. XI. 18.

Kl. 65 a, Gr. 3. L. 47 495. Eugen Max Kilgus, Breslau, Herdainstr. 18. Verfahren zum schalungslosen Herstellen von Eisenbetonschiffen. 9. XII. 18.

Kl. 84 c, Gr. 3. H 79 207. Georg Herrmann, Wiesbaden. Verfahren zum Verlegen der Schutzschicht gegen die schädlichen Einwirkungen der Bodenschichten bei Eisenbetonsenkkästen. 29. XI. 19.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 10. II. 1921.

Kl. 80 d, Gr. 1. S. 53 004. Siemens-Schuckertwerke, G. m. b. H., Siemensstadt bei Berlin. Bohrstangenbefestigung für Gesteindrehbohrmaschinen. 11. V. 19.

Kl. 84 c, Gr. 2. S. 49 674. Gerhard Seidel, Berlin-Karlshorst, Karl-Egon-Str. 9. Verfahren zum Absteifen von schmalen Baugruben. 24. II. 19.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 14. II. 1921.

— — — —

B. Erteilte Patente.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 7. II. 1921.

Kl. 5 c, Gr. 4. 334 668. Wilhelm Holte, Uebach b. Palenberg, Bez. Aachen. Auskleidungsplatte mit durchbrochenen Stegen für Strecken, Querschläge, Schächte und Tunnel. 22. V. 19. H 77 115.

Kl. 19 a, Gr. 8. 334 618. F. W. Moll Söhne, Witten, Ruhr. Unterlegplatte für Gruben- und Feldbahngleise. 19. II. 19. M 64 937.

Kl. 19 c, Gr. 1. 334 714. Otto Froherz, Dresden, Glashütter Str. 23. Verfahren zum Herstellen von Schotterstraßen mit einer Zementmörtelschicht als Unterlage. 23. XI. 17. F 44 098.

Kl. 65 a, Gr. 3. 334 779. „Monolitbau" Eisenbeton-Hoch- und Tiefbau G. m. b. H., Hedelfingen b. Stuttgart. Verfahren im Eisenbetonschiffbau zum Festhalten der Bewehrungseisen während des Flechtens. 4. I. 19. M 64 602.

Kl. 84 c, Gr. 4. 334 733. Alexander Gibb, St. Martins Abbey, Pertshire, Thomas Graham Menzies, Ferry Craig, North Queensferry, und Robert Chalmers, Rhufaada, Newport, Fifeshire, Nordengl.; Vertr.: E. W. Hopkins, Pat.-Anw., Berlin SW 11. Vorrichtung zum Herausziehen von Pfählen o. dergl.; Zus. z. Pat. 329 946. 13. VIII. 12. G 37 286, Großbritannien 3. VI. 12.

Kl. 85 e, Gr. 10. 334 734. Johs. Hörnemann, Essen-Borbeck, und Heinrich Kurth, Essen. Schachtabdeckung. 4. II. 20. H 79 921.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 14. II. 1921.

Kl. 5 a, Gr. 2. 334 893. Adalbert de Hulster, Paris; Vertr.: E. Lamberts, Pat.-Anw., Berlin SW 61. Schlagwerksteuerung für Erd- und Gesteinsbohrer, Rammbären, Widder u. dgl. 1. V. 13. H. 62 293. Belgien 4. V. 12.

Kl. 5 a, Gr. 3. 334 894. Otto Schweisgut, München, Klenzestr. 87. Erdbohrer mit einer am oberen Ende der steilgängigen Bohrschnecke angebrachten Klappe. 13. IV. 20. Sch 58 009.

Kl. 5 a, Gr. 4. Edwin Borrmann, Dresden, Moritzburger Str. 20. Rohrschelle für Bohrröhren. 9. III. 20. B 93 186.

Kl. 5 a, Gr. 4. 334 834. Siemens & Halske Akt.-Ges., Siemensstadt b. Berlin. Herausnehmbare Vorrichtung zum Einspülen von Rohren mittels Preßwasser. 10. V. 19. S. 50 144.

Kl. 20 g, Gr. 1. 334 791. Joseph Vögele, Werk für Eisenbahnbedarf, Mannheim. Verfahren zum Betriebe von Gelenkdrehscheiben. 3. II. 20. V 15 277.

Kl. 42 e, Gr. 2. 334 984. Paul Stoll, Berlin-Lichterfelde, Sternstr. 3. Vorrichtung zum genauen Ablesen von Skaleninstrumenten. 7. IV. 20. St. 33 083.

Kl. 65 b, Gr. 1. 334 944. Ludwig Sendker, Bremen, Brückenstr. 25. Aufschleppe für Schiffe. 14. XI. 19. S. 51 491.

Kl. 80 b, Gr. 4. 334 858. Dr. Georg Kaßner, Münster i. W., Nordstr. 39. Verfahren zur Herstellung von Kunststein aus Magnesia und Füllstoffen. 19. VIII. 19. K 69 904.

BÜCHERBESPRECHUNGEN.

P. Timpenfeld, Oberingenieur, Weichen- und Gleisberechnungen. Formeln, Tabellen und Beispiele zum Gebrauche in der Praxis. Mit 65 Figuren und 2 Tabellen. 2. verbesserte und erweiterte Auflage. 76 Seiten gr. 8°. Verlag Carl Scholtze, Leipzig 1920. Geh. 18 M, geb. 24 M.

Die Buchliteratur über Weichenberechnungen ist verhältnismäßig recht wenig umfangreich. Es ist deshalb zu begrüßen, daß eine schon seit Jahren bekannte und bewährte Zusammenfassung der Berechnung der wichtigsten Weichenformen in erweiterter und verbesserter zweiter Auflage erschienen ist. Behandelt sind darin die Ablenkvorrichtungen, die einfachen Weichen, die Bogeninnen- und Bogenaußenweichen, die einseitigen und zweiseitigen Doppelweichen mit Abzweigung aus demselben oder aus verschiedenen Gleisen, die Gleiskreuzungen in allen möglichen Formen und die Kreuzungsweichen der bisher üblichen Art. Neu erscheint die verkürzte doppelte Kreuzungsweiche Patent Bäseler, bei der die Ablenkvorrichtungen außerhalb der Herzstücke liegen, wodurch ein sehr stumpfer Kreuzungswinkel möglich wird, so daß diese Weiche auch für verkürzte Weichenstraßen brauchbar und empfehlenswert ist. — Anschließend gibt der Verfasser eine Anzahl Verwendungsmöglichkeiten der Weichen zu Gleisverbindungen der verschiedensten Art zwischen geraden und gekrümmten Gleisen, die hauptsächlich dem Straßenbahnfachmann willkommen sein werden. Auch dieser Teil des Buches hat mehrfache Erweiterung erfahren.

Die Fassung des Textes ist gegen früher kaum geändert, die gegebenen Formeln sind möglichst auf logarithmische Rechnung zugeschnitten worden, die Figuren sind deutlich und klar. (Leider fehlen in Abb. 33 die Winkel α_1 und α_2). Die wesentlichste Verbesserung der neuen Auflage liegt in einer umfangreichen Erweiterung der Winkeltabelle, die für eine große Reihe verschiedener Neigungsverhältnisse zwischen 1:1 und 1:14 die zugehörigen Winkelgrößen, Logarithmen der trigonometrischen Funktionen, Bogenlängen für r = 1 usw. enthält. Eine zweite, neu hinzugekommene Tafel gibt die trigonometrischen Beziehungen zur Auflösung recht- und schiefwinkliger Dreiecke, so daß — wie der Verfasser sagt — auch jemand, der mit algebraischen und trigonometrischen Rechnungen nicht völlig vertraut ist, sich leicht zurecht finden kann. Zur Erleichterung des Verständnisses sind außerdem mehrfach Zahlenbeispiele eingeschaltet.

Für eine ev. Neubearbeitung will es wünschenswert erscheinen, wenigstens an einigen Stellen kurze Hinweise auf den Weg zur Gewinnung der Formeln nicht ganz zu unterdrücken, ferner des Näherungsverfahrens von Mohr für Bogenweichen zu gedenken, die Federweichen nicht ganz zu übergehen und auch die einschlägige Literatur der jüngsten Zeit zu berücksichtigen. Es sei hier z. B. erinnert an die Abhandlungen von Bäseler über die Grenzmaße einseitiger Doppelweichen, von Schwarz über Weichen mit gekrümmten Herzstücken und von Kräutle über die Neuerungen bei den Weichen der württembergischen Staatsbahn.

Aber abgesehen von diesen Wünschen wird das Buch auch in seiner jetzigen Form vielen ein nützliches und verläßliches Hilfsmittel bei Berechnungen von Weichen und Gleisverbindungen sein können.

Dr.-Ing. Gläsel.

Der Wasserbau. Von Dipl.-Ing. Direktor Joh. Hentze. 2. Auflage (2 Teile in einem Band, gr. 8°, 278 Seiten mit 360 Abb. im Text und 3 farbigen Tafeln. Geb. M. 11,—, zuzügl. 100 vH Verleger-Teuerungszuschlag. Verlag M. A. Ludwig Degener, Leipzig.

Das Buch behandelt einerseits die Grundlagen des Wasserbaues und alles das, was in weiterem Sinne zum Flußbau gehört, nämlich: Entstehung der Binnengewässer und ihre Wassermengen, Messung und Berechnung der Wassergeschwindigkeiten und Wassermengen, allgemeine Eigenschaften der fließenden Gewässer, Arbeits- und Bauweisen (Bagger- und Taucherarbeiten, Faschinenbau), Uferschutz, Flußregulierung, Hochwasserschutz, Binnenhäfen und das Wichtigste über die Rechtsverhältnisse und über schiffahrtspolizeiliche Vorschriften, wie anderseits Wehre, Schleusen, Deichbauwerke, künstliche Wasserstraßen und Seehäfen. Ein Abschnitt über Meliorationsarbeiten ist angefügt.

Die Darstellung des Stoffes ist sehr klar, die Auswahl des Gebrachten glücklich. Von den Abbildungen, deren durchschnittlich mehr als eine auf die Druckseite entfällt, gilt das Gleiche. Eine ausführlichere Behandlung des hydraulischen Rechnens (Herleiten der Formeln) wäre wohl nicht unerwünscht. Über die Bewegung des Wassers in Rohrleitungen und über die Berechnung von Druckwasserrohren findet sich anscheinend in dem im übrigen sehr vielseitigen Buche nichts mitgeteilt.

Dr. W. Kunze.

Handbuch des schweizerischen Hotelbaues. Von Dr.-Ing. John Diethelm, Architekt. Verlag Rascher & Co., Zürich 1920.

Das Buch behandelt vorwiegend neuzeitliche schweizerische Hotelbauten und dürfte bei der bekannten vorbildlichen Einrichtung dieser, für alle diejenigen wertvoll sein, die sich mit diesem Sondergebiete des Hochbaues beschäftigen wollen.

M. F.

Heimkultur-Stampfbau. Der neue Volksbeton als Heimstätten- und Volksbauweise der Zukunft (Heimstättenbau). Von Friedrich Paur und Emil Abigt. Wiesbaden 1921. 7. verb. Auflg. Verlag: Heimkultur G. m. b. H. Preis 9,— M, geb. 13,— M.

Man mag über die Art und den Wert oder Unwert der Erd- und Lehmstampfbauweise denken, wie man will, wird sie aber nicht als „Volksbeton" bezeichnen können. Solche Benennung schadet der Bauweise und ist in jeder Hinsicht auch unrichtig gewählt. Mit demselben Recht kann man auch behaupten, daß ein Eisenbahndamm u. U. aus „Volksbeton" besteht!! Abgesehen von dieser Entgleisung, die gerügt werden muß, führt das Werkchen aber aufs beste in die neuzeitliche Bauweise ein, gibt über sie auch dem Laien klare Auskunft und führt eine Anzahl in der Gesamtausbildung wohlgelungener Bauten, die Nachahmung verdienen, vor. Namentlich für all die, welche sich mit Siedlungsbauten befassen, sei das bestens illustrierte Heft warm empfohlen. Seine Abbildungen werben für seine Tendenz!

M. F.

Sabielny, „Archimedes"-Lehrbuch des Maschinenrechnens, „Wie und wozu gebrauche ich eine Rechenmaschine?" Preis M. 5.—. Verlag Hans Sabielny, Dresden-A. 24.

Der Verfasser bietet in dem vorliegenden Lehrbuch eine leicht faßliche und jedem Laien verständliche Anleitung zum Gebrauch der Rechenmaschine. Der Inhalt behandelt das „Glashütter- oder Thomas-System" und setzt außer den vier Grundrechnungsarten keine weiteren Kenntnisse voraus.

Das Lehrbuch gibt in gemeinverständlicher Weise zunächst eine Beschreibung der einzelnen Teile der Rechenmaschine und ihrer Wirkungsweise, die durch gut ausgeführte Abbildungen mit deutlichen Hinweisen auf die einzelnen Teile unterstützt wird.

Im ersten Teil folgt alsdann eine ausführliche Anleitung für die vier Grundrechnungsarten. Schon hieraus sind die großen Erleichterungen und Vorteile erkennbar, die die Rechenmaschine bietet.

Der zweite Teil „Angewandtes Maschinenrechnen" zeigt in einer Fülle von Anregungen, Beispielen und Rechnungsergebnissen die wertvollen Abkürzungsmöglichkeiten, die mit keinem anderen Hilfsmittel zu erzielen sind. Eine Übersicht über die außerordentlich vielseitigen Leistungen der Rechenmaschine und ihre Verwendungsmöglichkeiten auf allen Gebieten des Wirtschaftslebens ist weiterhin angefügt.

B.

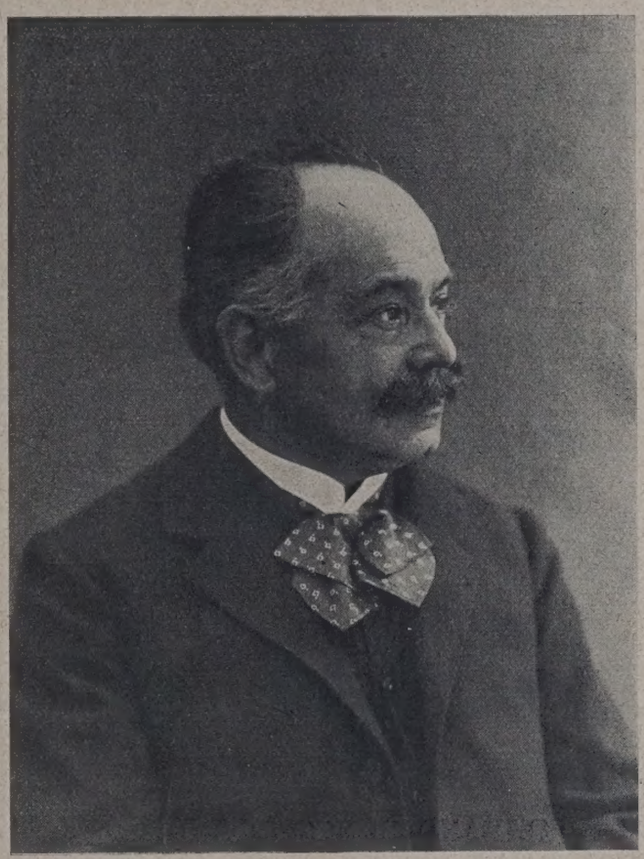
Für die Schriftleitung verantwortlich: Geheimrat Dr.-Ing. E. h. M. Foerster, Dresden. — Verlag von Julius Springer in Berlin W.
Druck von H. S. Hermann & Co., Berlin SW 19, Beuthstrasse 8.

DER BAUINGENIEUR

2. Jahrgang | 30. April 1921 | Heft 8

HEINRICH MÜLLER ZUM 70. GEBURTSTAG.

Am 13. Mai dieses Jahres vollendet im Dreigestirn Mohr, Engesser, Müller-Breslau, das während der letzten Jahrzehnte die deutschen Bauingenieurwissenschaften durchstrahlte, der Jüngste, Müller-Breslau, das siebente Jahrzehnt seines reichen Lebens. Zwei äußere Ereignisse, die Berufung an die Technische Hochschule in Hannover im Jahre 1883 und die Übersiedlung nach Charlottenburg auf den Lehrstuhl Winklers im Jahre 1888 zerlegen dieses Leben in drei deutliche Abschnitte. Seit 1875 war Müller-Breslau Zivilingenieur in Berlin, aber nicht bloß ein rechnender und entwerfender, einem inneren Drange folgend, auch ein lehrender und forschender. Damals schon zählten all die Bauingenieure zu seinen Schülern, die an den großen Bauaufgaben des neuen deutschen Reiches arbeiten sollten. Einem großen Kreis dieser Männer blieb Müller-Breslau durch das ganze Leben bei allen schwierigen Aufgaben der Statik und des Eisenbaues der stets bereite Helfer und Berater. Mochte er selbst tief in eigenen Arbeiten versunken sein, auf jede Anfrage seiner einstigen Hörer ging er mit nie versagender Begeisterung ein. Diese Fähigkeit, sich selbst und andere zu begeistern, kennzeichnet den echten Lehrer. Wenn man einen der Briefwechsel zwischen Lehrer und Schüler liest, staunt man immer wieder und wieder über die unerschöpfliche Arbeitskraft und Arbeitsfreudigkeit. Eine dämonische Lebendigkeit steckt in dem Manne, sie empfanden die Schüler des Jünglings, sie empfanden die Schüler des reifen Mannes, sie empfinden noch heute alle, die unter dem Banne seiner leuchtenden Augen seinen packenden Worten lauschen. In der Berliner Zeit entstehen Müller-Breslaus erste Lehrbücher. Sie beginnen 1875 mit dem „Elementaren Handbuch der Festigkeitslehre", einem Leitfaden für Ingenieure, Bau-, Maurer- und Zimmermeister. 1880 folgt der erste Teil seiner Vorlesungen über Brückenbau „Theorie und Berechnung eiserner Bogenbrücken". Hier wird nicht bloß das Bekannte zusammengetragen, hier redet ein selbständiger Forscher. Das Buch zeigt bereits die Vorzüge der Müller-Breslauschen Lehrbücher, die alle Aufgaben durchdenken bis zu der für den im Leben stehenden Ingenieur notwendigen Reife. Einem solchen Gedankengange entsprangen die parabolischen Einflußlinien. 1881 erblickte der Keim für das spätere Lebenswerk „Die Graphische Statik der Baukonstruktionen" unter dem Titel „Elemente der Graphischen Statik der Baukonstruktionen" das Licht der Welt. Sechs Abschnitte behandeln den einfachen Balken, den einfachen Fachwerkbalken, die Theorie des Erddruckes auf Futtermauern und die Theorie der Tonnengewölbe. Noch deutlicher als aus diesen Lehrbüchern spricht der Müller-Breslausche Geist aus den Abhandlungen über den durch eine Kette oder biegungsfesten Bogen versteiften Balken, über die Einflußlinien des Trägers auf drei Stützen und die Elastizitätstheorie der Tonnengewölbe. Die Theorie der statisch unbestimmten Systeme war ja schon durch Maxwell, Mohr und andere begründet. Doch konnten die entwerfenden Ingenieure sich noch nicht recht mit ihr befreunden. Müller-Breslau ging daran, die wichtigsten Systeme nach dem Einfluß der Querschnittsverhältnisse, den zulässigen Vernachlässigungen bei der Ermittlung der Formänderungen u. a. m. durchzurechnen. Die mühevollen Arbeiten fanden ihren Niederschlag in Abhandlungen, die auch den schaffenden Ingenieur ansprechen.



Der Ruf an die Technische Hochschule in Hannover schaffte Müller-Breslau den Wirkungskreis, der eine volle Entfaltung seiner Kräfte ermöglichte. In den Jahren 1883 bis 1888 ist daher auch sein Schaffen von einer üppigen Fruchtbarkeit. In einer Reihe von Arbeiten wird die Berechnung der statisch unbestimmten Gebilde weiter ausgebaut. Da alle einzelnen Fortschritte anzugeben heute nicht möglich ist, sei z. B. nur an das sogenannte Stabzugverfahren erinnert, an die allgemeine Fassung der elastischen Gewichte, die zeichnerische Lösung der Clapeyronschen Gleichungen. 1886 erschienen „Die neueren Methoden der Festigkeitslehre und der Statik der Baukonstruktionen". Im Vorwort zur ersten Auflage sagt der Verfasser: „In dem vorliegenden Buche werden die von dem Gesetz der virtuellen Verschiebungen ausgehenden, hauptsächlich von Mohr, Castigliano und Fränkel begründeten Methoden der Festigkeitslehre im Zusammenhange vorgetragen." Das Buch enthält aber auch die Ergebnisse der eigenen Arbeiten über die statisch unbestimmten Systeme. Eine Fülle feiner Untersuchungen, besonders über die Rahmen und andere vollwandige Gebilde stehen hier zum ersten Male. Die von Müller-Breslau scharf gefaßten Castiglianoschen Sätze bilden die Grundlage aller Betrachtungen. Beinahe kann man sagen, das Buch kam zu früh. Denn die ausführlich behandelten vollwandigen Gebilde hatten in der Praxis noch nicht die Bedeutung, wie in der Zeit des Eisenbetonbaues. Für den Eisenbetonfach-

mann wurden die „Neueren Methoden" ein unerschöpflicher Ratgeber und Anreger. Das Jahr 1887 ist wohl das bedeutungsvollste im Schaffen Müller-Breslaus. In einer an Umfang nicht großen Abhandlung der Schweizer Bauzeitung erscheint die Begründung der kinematischen Fachwerktheorie. Wenn Müller-Breslau auch nicht der einzige war, der in dem Jahre, den Spuren Föppls und Mohrs folgend, das Prinzip der virtuellen Verschiebungen für die statisch bestimmten Systeme ausmünzte, so schmälert das die Leistung nicht. Er hat mit Hilfe einfacher kinematischer Sätze der Fachwerktheorie eine vollendete Schönheit verliehen; die Parallelfigur bildet die geometrische Krönung. Später liefert er in der an Henneberg anknüpfenden Ersatzstabmethode den allgemeinsten Weg zur rechnerischen Untersuchung eines beliebigen statisch bestimmten Fachwerkes. Bedeutungsvoll ist das Jahr vor allem als das Erscheinungsjahr der „Graphischen Statik". Denn wenn sie auch als zweite Auflage bezeichnet ist, so hat sie mit der ersten Auflage nach Müller-Breslaus eigenen Worten nicht viel mehr als den Titel gemein. Diese zweite Auflage ist das groß angelegte Werk, welches alle alten und neuen Fragen der Baukunst an die Statik und Festigkeitslehre beantworten sollte. Der Einfluß dieses Handbuches wurde ein unermeßlicher. Wenn vor seiner stillen Wirksamkeit die Statik der großen Menge der Ingenieure eine schwer zugängliche Wissenschaft blieb, so ist sie heute ein Rüstzeug, welches jeder akademisch gebildete Ingenieur besitzen muß. Diesen Wandel verdanken wir Müller-Breslaus Statik. Das beweist schlagend die heute in allen statischen Untersuchungen gebräuchliche Bezeichnungsweise. Das ist die Sprache Müller-Breslaus, die wir alle gelernt haben, nicht bloß in Deutschland, in allen Ländern, in denen die Bauingenieurarbeit auf der Höhe steht. Die „Graphische Statik" wird jetzt für Müller-Breslau die Sammelstelle seiner Arbeiten. Es gibt in dem dreibändigen Werk kaum ein Kapitel, dem er nicht durch eigene Untersuchungen eine besondere Wendung gegeben hätte. Daher liegen zwischen dem Erscheinen der einzelnen Bände längere Zeiträume.

Der zweite und dritte Band der Statik gehören der Charlottenburger Zeit an, die 1888 beginnt. Mit unverminderter Schaffenskraft hat er hier bis zum heutigen Tage gelehrt, geforscht und konstruiert. Die mehrfach statisch unbestimmten Systeme und die räumlichen Fachwerke sind Gegenstand zahlreicher Arbeiten aus den Jahren 1891 bis 1905. Seit der ersten Auflage der Statik von 1881, in der dem Erddruck auf Stützmauern ein umfangreiches Kapitel gewidmet ist, blieb Müller-Breslaus Interesse für dieses Gebiet rege. An der ebengenannten Stelle zeigt er schon, daß der z. B. von Mohr gerügte Widerspruch gegen die Gleichgewichtsbedingungen in der Coulombschen Theorie vom Erddruckprisma mit dem größten Erddruck durch die Annahme der ebenen Gleitflächen bedingt ist. Müller-Breslau zusammen mit F. Kötter hat den Widerspruch durch die Einführung der gekrümmten Gleitfläche gelöst, die so zu bestimmen ist, daß der durch die Stützmauer, die Erdoberfläche und die Gleitfläche begrenzte Endzylinder im Augenblick des Abgleitens den größten möglichen Druck auf die Wand ausübt. Die Erddruckversuche in Müller-Breslaus Laboratorium, die mit einer fein durchdachten Apparatur arbeiten, haben die großen Schwierigkeiten der experimentellen Behandlung gezeigt. Trotzdem kann man sie, soweit sie in dem Buch „Der Erddruck auf Stützmauern" vom Jahre 1906 niedergelegt sind, als eine Bestätigung des Coulombschen Grundgedankens auffassen. In den letzten Jahren hat sich Müller-Breslau mit dem Knickproblem im allgemeinen und besonders mit der Knicksicherheit des gegliederten Stabes und des Stabes mit veränderlicher mehrfacher Stützung befaßt. Der Flugzeugbau, der die Baustoffe bis zur äußersten Grenze ausnutzen muß, hat die letzte Frage angeregt. Mit der Begeisterung eines Jünglings hat sich Müller-Breslau den statischen Fragen der jüngsten Technik zugewandt, wie er schon meist ein unermüdlicher Mitarbeiter des Grafen Zeppelin war.

Bisher haben wir uns mit der Arbeit Müller-Breslaus auf dem Gebiet der Statik befaßt. Hier liegt natürlich das Schwergewicht dieser Arbeit. Aber auch seine ausgeführten Bauten sind Marksteine des Eisenbaues: die Ihnebrücke in Hannover, die den Balken, versteift durch einen Bogen, dem Brückenbau gewann, die Führungsgerüste für Gasbehälter, die statt der Radialführung die Tangentialführung aufweisen; die Wolgabrücke bei Kasan mit der eigenartigen Unterteilung der Fachwerkbalken, die Kuppel im Berliner Dom und all seine anderen ungewöhnlichen Ingenieurkonstruktionen.

Nur mit wenigen Strichen konnte versucht werden, ein Bild von Müller-Breslaus bisheriger Lebensarbeit zu zeichnen. Doch wird die Skizze ihren Reichtum ahnen lassen.

Heute erscheint, wenn auch nur in Gedanken, ein unabsehbarer Zug von Freunden und Schülern vor ihrem Meister, um ihm die dankerfüllten Herzen auszuschütten und die innigsten Segenswünsche darzubringen: „Möge Ihre ungebrochene Schaffenskraft weiter wirken, der heiße Forscheratem weiterglühen, wenn auch ein rauhes Gesetz Sie von der Stätte Ihrer Lehrtätigkeit bannt. Wir sehen auch weiter in Ihnen unseren Führer. Wir wiederholen den Wunsch, den wir schon vor 10 Jahren aussprachen, möge es uns vergönnt sein, Sie noch lange an unserer Spitze zu sehen."

Aachen, den 13. Mai 1921. A. Hertwig.

FORMÄNDERUNG EINES U-EISENS.

Von Wirkl. Geh. Oberbaurat a. D. Dr.-Ing. Dr. Zimmermann.

Wenn ein Träger mit U-Querschnitt an den Enden gestützt und in der Mitte durch eine Einzelkraft belastet wird, so verkürzt sich der Obergurt, während der Untergurt länger wird. Diese Formänderung kommt nur zustande durch Mitwirkung der Schubkräfte zwischen den einzelnen Schichten des Stabes. Insbesondere wird die Verlängerung und Verkürzung der Flanschen nur durch die Schubkräfte bewirkt, die am Ansatz vom Stege aus auf die Flanschen übergehen. Eine solche Belastung durch Längskräfte, die nur an dem einen Rande eines Flachstabes wirken, muß notwendig eine Krümmung zur Folge haben. Man erkennt leicht, daß der obere Flansch durch die am Innenrande angreifenden von den Enden nach der Mitte hin gerichteten Schubkräfte so verbogen wird, daß die hohle Seite dem Steg zugekehrt ist. Beim unteren Flansch, der an seinem Innenrande Zug erhält, tritt eine entgegengesetzte Krümmung ein. In der Mitte des Trägers wird also der obere Rand des Steges vom angrenzenden Flansch zur Seite gezogen, der untere Rand vom dortigen Flansch zur Seite gedrückt. Hieraus entspringt die bei den Belastungsversuchen wahrgenommene Verdrehung des Mittelquerschnittes gegen die Endquerschnitte des Trägers.

In Abb. 1 sind diese Verhältnisse der Deutlichkeit wegen stark übertrieben dargestellt. Die Flanschen sind durch einen dicht neben den Steg gelegten Schnitt abgetrennt, und in der Schnittfläche sind die inneren Kräfte als äußere angebracht.

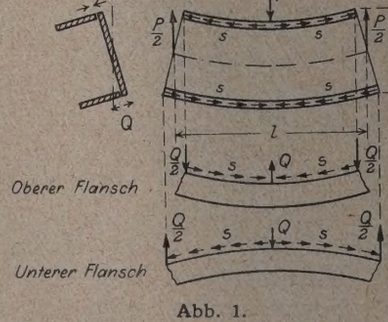


Abb. 1.

Wenn über ihre Verteilung eine Annahme gemacht wird, lassen sie sich der Größe nach bestimmen, und zwar die Längskraft aus der Bedingung, daß die Längenänderung des Flanschrandes in jedem Punkt ebenso groß sein muß wie die Längenänderung des angrenzenden Stegrandes; die Querkräfte aus der Bedingung, daß die seitliche Ausbiegung der zusammengehörigen Ränder in jedem Querschnitt gleich sein muß.

Bei einem Träger mit Last P in der Mitte und symmetrischem Querschnitt ist die Querkraft = ½ P und die Schubspannung im Flanschenansatz überall gleich. Es wird angenommen, daß auch beim unsymmetrischen Querschnitt die Schubspannung überall dieselbe und nur ihre Größe geändert sei. Das Gesetz, nach dem sich die Normalspannungen zwischen den sich ausbiegenden Flanschen und dem von ihnen mitgenommenen, sich verdrehenden Steg über die Trennungsfläche verteilen, läßt sich beim derzeitigen Stande der Elastizitätslehre nicht angeben. Es wird angenommen, daß sich diese Spannungen ohne wesentliche Änderung des Verhaltens des Stabes durch je eine Einzelkraft Q im Schwerpunkt der Trennungsflächen, also in der Mitte der Stablänge ersetzen lassen. Die Annahme rechtfertigt sich unter anderem dadurch, daß sie beim Übergang zu starrer Querstützung zu dem Ergebnis führt, daß die Flanschen gerade bleiben, d. h. daß die seitliche Ausbiegung verschwindet und daß die Schubspannung im Flanschenansatz ebenso groß gefunden wird wie nach den üblichen Formeln für symmetrische Querschnitte.

Es sei nun:

P die lotrechte Last in der Mitte des Trägers;
Q die vom ausbiegenden Flansch auf den Stegrand in Stabmitte ausgeübte Einzelkraft, Zug im Obergurt, Druck im Untergurt;
s die Schubkraft auf die Längeneinheit zwischen den Stegrändern und den Flanschen;
W das Widerstandsmoment des Steges allein;
w das Widerstandsmoment eines Flansches in bezug auf die lotrechte Schwerpunktsachse des Flanschquerschnittes und den Rand an der Trennungsfläche;
e der Abstand dieses Schwerpunktes von demselben Rand;
f die Querschnittsfläche eines Flansches;
h die Steghöhe;
l die Stützweite;
E das Elastizitätsmaß;
τ der Verdrehungswinkel des ganzen Querschnittes für die Längeneinheit und das Verdrehungsmoment Q h in Trägermitte;
$\varphi = \tau : Q\,h$. Diese Größe hängt von der Querschnittsform und dem Schubelastizitätsmaß ab. Sie wird am besten im Einzelfall durch einen Verdrehungsversuch am unbelasteten Träger ermittelt.

Mit diesen Bezeichnungen erhält man auf dem beschriebenen Wege zunächst zwei lineare Gleichungen mit den beiden Unbekannten s und Q und durch deren Auflösung die Werte:

$$e\,s = \frac{\frac{1}{2}P}{\Delta} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad (1$$

$$Q = \frac{P : (1 + 12\,E\,e\,w\,\varphi\,h^2 : l^2)}{\Delta} \quad \ldots\ldots \quad (2$$

$$\Delta = \left(\frac{W}{e\,f} + \frac{W}{w} + \frac{h}{e}\right) - \frac{W}{w} : (1 + 12\,E\,e\,w\,\varphi\,h^2 : l^2) \quad \ldots \quad (3$$

Diese Formeln sind so geordnet, daß die Klammerausdrücke reine Zahlen bilden. Da W und w gleichartige Werte sind, ist auch Δ eine reine Zahl. Die Schubspannung s gilt für die Längeneinheit; e ist eine Länge, mithin e . s eine Kraft. Auf beiden Seiten von (1) und (2) stehen also Kräfte. Diese Gestaltung bietet den Vorteil, daß die Formeln unabhängig sind von den gewählten Maßeinheiten.

Anwendung.

Da für den U-Qureschnitt φ nicht wohl durch Rechnung ermittelt werden kann, lassen sich auch s und Q nicht allgemein bestimmen. Die Grenzen, zwischen denen φ liegen muß, können aber angegeben werden und damit auch die entsprechenden Grenzwerte von s und Q und deren Einfluß auf die Tragfähigkeit des Stabes.

a) Wenn der Drehwinkel τ, den ein gegebenes verdrehendes Moment erzeugt, sehr groß, die Verdrehungssteifigkeit des Stabes also sehr klein oder in der Grenze Null ist, so ist in den Formeln:

$$\varphi = \infty \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad (4$$

zu setzen. Damit wird nach (2) Q = o und nach (1) und (3):

$$e\,s = \frac{\frac{1}{2}P}{\frac{W}{e\,f} + \frac{W}{w} + \frac{h}{e}} \quad \ldots\ldots\ldots \quad (5$$

Nachdem s hieraus berechnet ist, läßt sich die größte Spannung σ in einem beliebigen Querschnitte im Abstande x vom Stabende am einfachsten für den inneren Flanschrand ermitteln. (Im angrenzenden oberen oder unteren Stegrand ist sie natürlich ebenso groß.) Es wirkt auf den Flanschrand des Stabteiles von der Länge x die Längskraft s . x im Abstande e vom Schwerpunkte des Flansches (Abb. 2).

Für eine derartige Belastung ist bekanntlich:

$$\sigma = \left(\frac{1}{f} + \frac{e}{w}\right) s\,x \quad \ldots\ldots\ldots \quad (6$$

Ist der Flanschquerschnitt ein Rechteck, so ist $\frac{e}{w} = \frac{3}{f}$ und $\sigma = 4\,s\,x : f$. Dann herrscht am anderen Rande die Spannung $-2\,s\,x : f$; d. h. im Druckgurte Zug, im Zuggurte Druck.

Wendet man dieses Rechnungsverfahren auf die U-Eisen der Normalprofilreihe an, so ergibt sich beispielsweise die größte Spannung im NP 20 rund 2,05, im NP 30 rund 1,91 mal, im Durch-

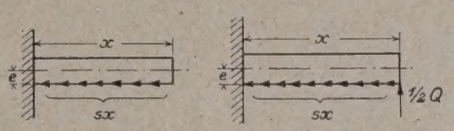


Abb. 2. Abb. 3. Abb. 4. Abb. 5.

schnitt also etwa doppelt so groß als nach der gewöhnlichen Berechnungsweise. Ohne die Mitwirkung der Verdrehungssteifigkeit wäre das Verhalten dieser Stäbe also sehr ungünstig.

b) Wenn der Verdrehungswinkel τ, den ein gegebenes Drehmoment erzeugt, sehr klein, die Verdrehungssteifigkeit des Stabes also sehr groß oder in der Grenze ∞ ist, so ist in den Formeln

$$\varphi = o \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad (7$$

zu setzen. Damit wird nach (1) und (2):

$$e\,s = \frac{\frac{1}{2}P}{\frac{W}{e\,f} + \frac{h}{e}} \quad \ldots\ldots\ldots \quad (8$$

$$Q = \frac{P}{\frac{W}{e\,f} + \frac{h}{e}} = 2\,e\,s \quad \ldots\ldots\ldots \quad (9$$

Nun ist aber hiernach für einen beliebigen Querschnitt im Abstande x vom Stabende — wie aus Abb. 3 zu ersehen — das Moment:

$$M_x = s\,x\,e - \tfrac{1}{2}Q\,x = (e\,s - \tfrac{1}{2}Q)\,x = o \quad \ldots\ldots \quad (10$$

Das Moment der wagerechten Ausbiegung ist mithin jetzt überall Null; d. h. der Flansch bleibt gerade, obgleich der Verdrehungswiderstand Q nur als Einzelkraft in Trägermitte angenommen wurde.

Die Gleichung (8) läßt sich in folgender Weise umformen:

$$s = \tfrac{1}{2}P\,\frac{1}{\frac{W}{f} + h} = \tfrac{1}{2}P\,\frac{\frac{1}{2}f\,h}{\frac{1}{2}W\,h + \frac{1}{2}f\,h^2} = \tfrac{1}{2}P\,\frac{\frac{1}{2}f\,h}{J_0} \quad \ldots \quad (11$$

Hierin ist ½ P die Querkraft zwischen Stabmitte und Stabende, ½ f h das statische Moment eines Flanschquerschnittes gegen die wagerechte Schwerpunktsachse des Gesamtquer-

schnittes, und J_0 dessen Trägheitsmoment gegen dieselbe Achse. Es stellt also (11) die bekannte Schubspannungsformel dar, wie sie zur Berechnung der Nietteilung in Blechträgern benutzt zu werden pflegt. Selbstverständlich wird bei $\varphi = o$ die Tragkraft des U-Eisens voll ausgenutzt.

c) Man kann auf die Mithilfe der Verdrehungssteifigkeit des Stabes verzichten, wenn die Verdrehung durch äußere Seitenkräfte, also durch eine Führung verhindert wird (Abb. 4). Dann ist der Wert von Q aus (9) der Führungsdruck. Dasselbe läßt sich aber auch dadurch erreichen, daß man P einseitig wirkend anbringt, das heißt mit einem Hebelarm z, der sich aus der Gleichung $P_z = Q\,h$ bestimmt (Abb. 5). Mit Benutzung von (9) und (11) ist also zu setzen:

$$z = \frac{Q}{P}\,h = \frac{2\,e\,s}{P}\,h = \frac{i}{J_0}\,e \quad \ldots\ldots\ldots \quad (12$$

Hierin bedeutet J_0 wie oben das Trägheitsmoment des Stabquerschnittes gegen die wagerechte Schwerachse, i das Trägheitsmoment beider Flanschquerschnitte gegen dieselbe Achse. Für die Normalprofile ist durchschnittlich $z = 0{,}7\,e$.

Das vorstehende Rechnungsverfahren kann selbstverständlich nur als eine Näherung gelten, deren Brauchbarkeit am besten durch Versuche festzustellen sein wird. Es verdankt seine Entstehung einer mündlichen Mitteilung über Belastungsversuche, die Bach schon vor längerer Zeit mit U-Eisen vorgenommen hat. Nachträglich ersehe ich aus dem mir inzwischen übersandten eingehenden Berichte in den Jahrgängen 1909 und 1910 der Zeitschrift des Vereines deutscher Ingenieure, daß Bach das eigentümliche Verhalten der U-Eisen schon zu jener Zeit ebenso erklärt hat, wie es im Eingange dieses Aufsatzes geschehen ist.

DER WETTBEWERB ZUR SCHIFFBARMACHUNG DES OBERRHEINS VON BASEL BIS KONSTANZ.

Von Dr.-Ing. G. de Thierry, Geh. Baurat, Professor a. d. Technischen Hochschule Charlottenburg.

(Fortsetzung von Seite 172.)

III. Vergleich der bei einzelnen Staustufen vorgeschlagenen Lösungen[2]).

1. Birsfelden.

Mit Rücksicht auf die Bedeutung, welche Basel als Ausgangspunkt der Eisenbahnverbindungen mit der Westschweiz

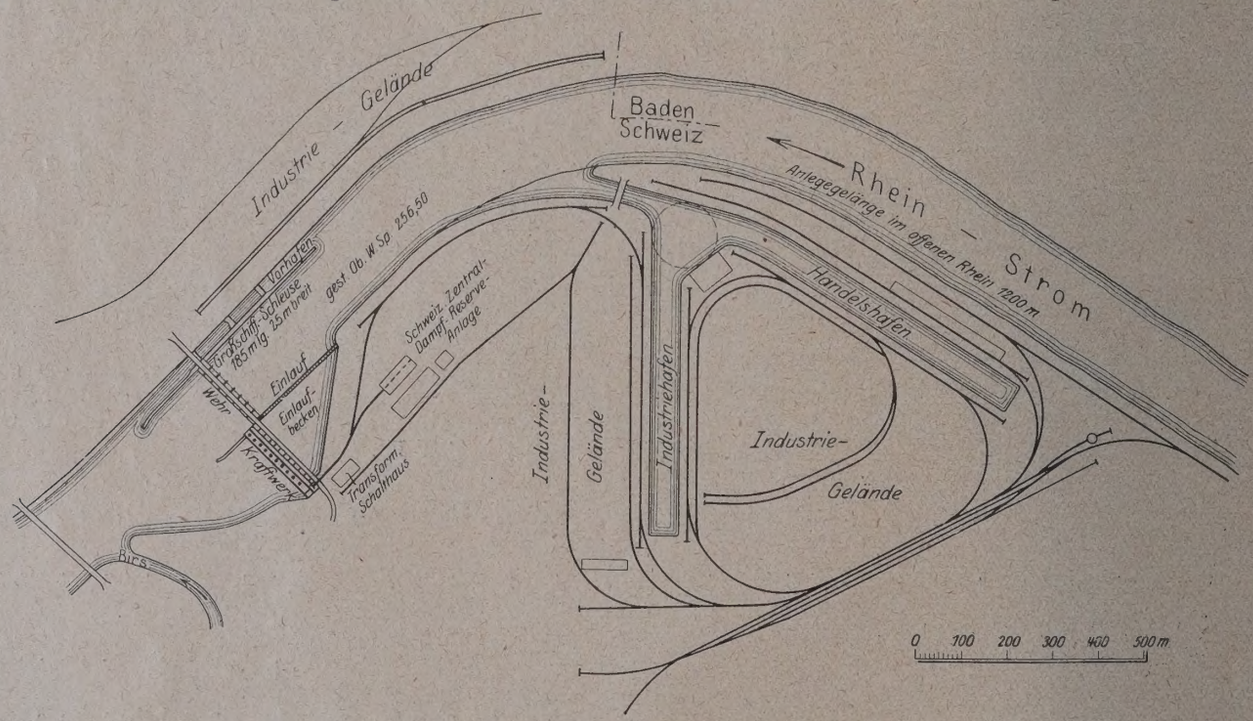


Abb. 2. Staustufe Birsfelden mit Hafenanlagen (Entwurf Buss - Grün & Bilfinger).

und mit Italien besitzt und die, namentlich wenn es gelingt, für die Schiffahrt von Straßburg bis Basel eine befriedigende Lösung zu finden, immer größer werden wird, ist es notwendig, Hafenanlagen zu schaffen, die, neben dem Umschlag zwischen Rheinschiff und Eisenbahn, die Ansiedlung von Industrien ermöglicht. Hierfür kommt nur das oberhalb der Birsmündung gelegene Gebiet auf der linken Rheinseite in Frage. Die Höhenlage des Geländes auf beiden Ufern gestattet eine Anstauung des Rheins, deren Grenze durch das oberhalb belegene schon bestehende Kraftwerk von Augst-Wyhlen gegeben ist. Die Anstauung des Rheins hat ferner den Vorteil, daß infolge des gehobenen Hafenwasserstandes günstigere Bedingungen für den Lösch- und Ladebetrieb geschaffen werden können; dementsprechend ist die Hafenanlage, wie bei den prämiierten und dem angekauften Entwurf geschehen, ins Oberwasser zu verlegen. Die drei prämiierten Entwürfe zeigen jedoch hinsichtlich der Lage des Wehrs, der Schleuse und des Kraftwerks interessante, voneinander abweichende Lösungen.

a) Entwurf Buß-Grün & Bilfinger.

Abbildung 2.

Oberhalb der Birsmündung, die eine geringe Verlegung erfährt, damit der Abfluß des Unterwassers des auf dem linken Ufer befindlichen Kraftwerks ungehindert vor sich gehe, ist das Wehr angeordnet. Die Schleuse liegt am rechten Ufer unmittelbar neben dem Wehr, sie ist als Schleppzugs-

[2]) In dankenswerter Weise haben die Bearbeiter der mit den drei Preisen gekrönten Entwürfe dem Verfasser die Zeichnungen zur Anfertigung der hier folgenden Abbildungen geliefert. Von dem Entwurf „Vom Fels zum Meer" konnten keine Abbildungen beigebracht werden, weil der Bearbeiter dem Verfasser unbekannt ist.

schleuse von 185 m Länge und 25 m Breite mit Zwischentoren, zur Durchschleusung von Einzelschiffen, projektiert. Die Verfasser begründen diese Abweichung vom Programm damit, daß der zu erbauende Hafen von Birsfelden als Endpunkt der Wasserstraße Straßburg—Basel anzusehen sein wird, und daß auf der zwischen Wehr und Hafeneinfahrt liegenden Reede eine Zerlegung der von Straßburg kommenden Schleppzüge stattfinden wird, sie sind daher der Meinung, daß eine kleinere, den im Programm gegebenen Abmessungen entsprechende Schleuse, eine Abdrosselung des ganzen, nicht nur nach Basel, sondern auch nach dem Oberrhein gerichteten Verkehrs mit sich bringen würde und daß insbesondere die Breite so bemessen sein muß, daß die auf dem Unterrhein verkehrenden Seitenraddampfer bis zum Hafen Birsfelden verkehren müßten. Obwohl von dem Programm Verladeufer, Anlageplätze und Verkehrshäfen von der Bearbeitung ausgenommen waren, ist hier ein Entwurf für den Hafen aufgestellt, der in einem parallel zum Rhein liegenden Handelshafen und einem von dem gemeinsamen Vorhafen abzweigenden Industriehafen besteht. Um die schwierige Einfahrt in den Industriehafen zu erleichtern, ist ein geräumiger, auch als Wendeplatz dienender Vorhafen vorgesehen. Oberhalb und unterhalb der Hafeneinfahrt sind Anlegestellen am offenen Strom in Aussicht genommen, die insofern günstig liegen, als die Hauptströmung dem konkaven, rechten Ufer folgen wird, dagegen liegen diese Anlegestellen und die Hafeneinfahrt wegen der von Geschiebeablagerungen drohenden Gefahr nicht günstig.

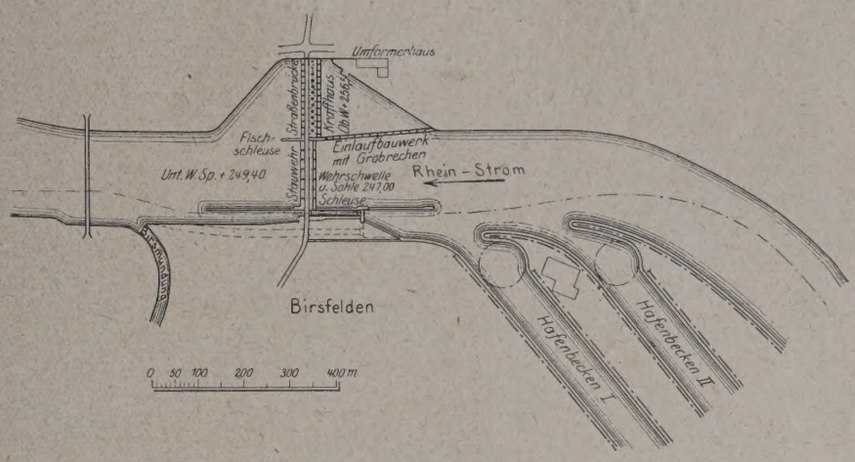


Abb. 3. Staustufe Birsfelden (Entwurf Grün & Bilfinger - Buss).

b) Entwurf Grün & Bilfinger-Buß.
Abbildung 3.

Die im vorstehenden Entwurf unvermeidbare Durchquerung des Rheinstroms oberhalb des Wehrs wird in dem mit dem zweiten Preis gekrönten Entwurf durch Anordnung der Schleuse auf dem linken Ufer umgangen, wofür allerdings die Nähe der Birsmündung in den Kauf genommen wird. Die beiden Hafenbecken behalten getrennte Einfahrten, die möglichst nahe an den oberen Vorhafen gerückt sind, um der am vorspringenden Ufer unvermeidbaren Geschiebeablagerung möglichst aus dem Wege zu gehen. Eine Verlegung der Birsmündung ist auch hier vorgesehen, um die Einfahrt in den unteren Vorhafen günstiger zu gestalten und um Ablagerungen von Kies im Vorhafen zu vermeiden. Zur Verbindung des Industrie- und Hafengeländes auf dem rechten Ufer mit der Hafenanlage auf dem linken Ufer ist eine Brücke über das Wehr angeordnet. Das Preisgericht war der Meinung, daß es besser gewesen wäre, das Kraftwerk nach dem linken Ufer zu verlegen; es scheint somit die Durchquerung des Stroms, die allerdings im Stauwasser des Wehrs stattfindet und die sich im Anschluß daran ergebende Lage der Hafeneinfahrt in der Konvexen nicht als besonderen Nachteil beurteilt zu haben.

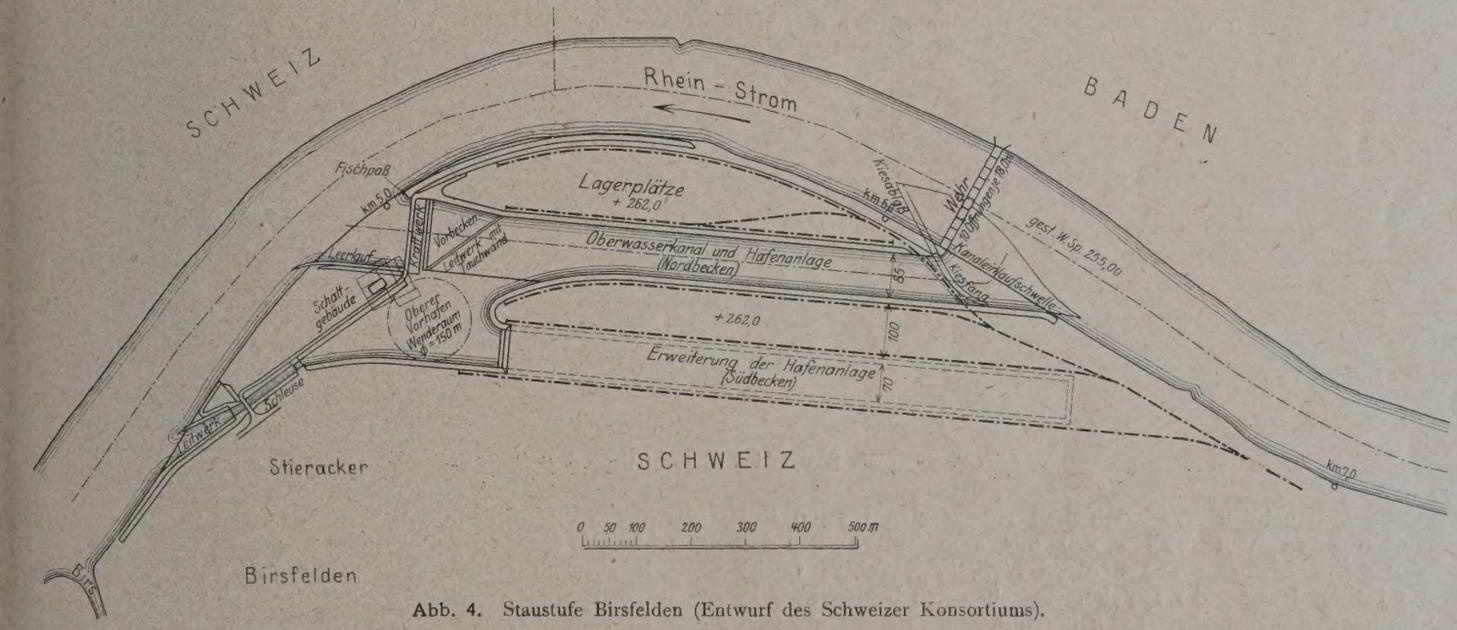


Abb. 4. Staustufe Birsfelden (Entwurf des Schweizer Konsortiums).

c) Entwurf des Schweizer Konsortiums.
Abbildung 4.

Dagegen bezeichnet das Preisgericht die im Entwurf des Schweizer Konsortiums, bei dem das nördliche Hafenbecken gleichzeitig als Oberwasserkanal dient, nicht als glücklich. Die Schwierigkeit der Hafeneinfahrt in dem konvexen Ufer hat in diesem Entwurf dazu geführt, das Wehr weiter nach oben als in den vorbesprochenen Entwürfen, in den Übergang von der einen Krümmung in die andere zu verlegen. Dadurch wird jedenfalls die Gefahr von Geschiebeablagerungen in der Hafeneinfahrt vermindert; aber dieser Vorteil wird zu teuer erkauft, denn die Verwendung des Oberwasserkanals als Hafenbecken muß tatsächlich Bedenken erregen.

d) Entwurf „Vom Fels zum Meer".

Der Entwurf „Vom Fels zum Meer" zeigt eine gewisse Ähnlichkeit mit dem Entwurf des Schweizer Konsortiums insofern, als die Schleuse sich am unteren Ende des Hafenkanals befindet. Der Hafenkanal durchschneidet als Sehne den Bogen, den der Rhein hier macht, wird aber für Hafenzwecke nicht benutzt, weil die Hafenbecken nach Süden hin vom Hafenkanal abzweigen. Zwischen Hafenkanal und Rhein wird eine Insel entstehen, die als Industriegelände Verwendung finden soll, hierfür aber weniger geeignet ist, weil der Gleisanschluß mindestens unbequem, das Anlegen von Schiffen auf der Seite des Hafenkanals nicht zulässig und auf der Rheinseite die Erhaltung genügender Tiefen längs dem konvexen Ufer auf Schwierigkeiten stoßen wird.

2. Rheinfelden.

Die Lösungen der Staustufe Rheinfelden sind deshalb interessant, weil das Gefälle des Rheins zwischen den gegenwärtig bestehenden Kraftwerken in Rheinfelden (15 400 PS) und Augst-Wyhlen (47 200 PS) nur zum Teil ausgenutzt wird. Die Staugrenze des Augst-Wyhlener Wehres reicht nur bis zur Rheinfelder Brücke. Zwischen den beiden 1500 m auseinander liegenden Brücken sind Stromschnellen vorhanden, die als großes Schiffahrtshindernis betrachtet werden müssen. Eine bessere Ausnutzung des Gefälles ist nur durch Beseitigung des bestehenden alten und Erbauung eines neuen, weiter stromabwärts belegenen Wehres zu erreichen. Es ergeben sich dann aber veränderte Gefälleverhältnisse für das jetzt bestehende Kraftwerk und es handelt sich dann darum, ob es zweckmäßiger und wirtschaftlicher ist, die Turbinen des alten Wehrs dem vermehrten neuen Gefälle anzupassen, was einem vollständigen Umbau des Werkes gleichkäme, oder das alte Werk ganz aufzugeben und durch ein neues, weiter stromabwärts gelegenes Werk von wesentlich größerer Leistungsfähigkeit zu ersetzen. Weiter war hier in Erwägung zu ziehen, ob und eventuell in welchem Umfang der Flußlauf für die Schiffahrt nutzbar gemacht werden könnte.

a) Entwurf Buß-Grün & Bilfinger.

Abbildung 5.

Die Durchführung der Schiffahrt neben dem bestehenden Kraftwerk bietet außerordentliche Schwierigkeiten, schon deshalb, weil in dem Werkkanal Wassergeschwindigkeiten bis zu 2,20 m/sek auftreten. Wollte man einen neuen Kanal auf dem linken Ufer vom Wehr bis zur eisernen Straßenbrücke erbauen, so wäre dies nur durch eine sehr kostspielige Vertiefung des felsigen Flußbettes zu erreichen. Auf Grund dieser Erwägungen sieht der Entwurf die Erbauung eines neuen Stauwehrs ungefähr 700 m unterhalb des bestehenden Turbinenhauses und eines neuen Turbinenhauses mit 11 Turbinen zu 6000 PS, also insgesamt 66 000 PS vor, wodurch sich ein Mehrgewinn an Kraft von 40 000 PS im Jahresmittel gegenüber dem alten Werk ergibt. Hierdurch erweist sich diese radikale Lösung als wirtschaftlich gerechtfertigt.

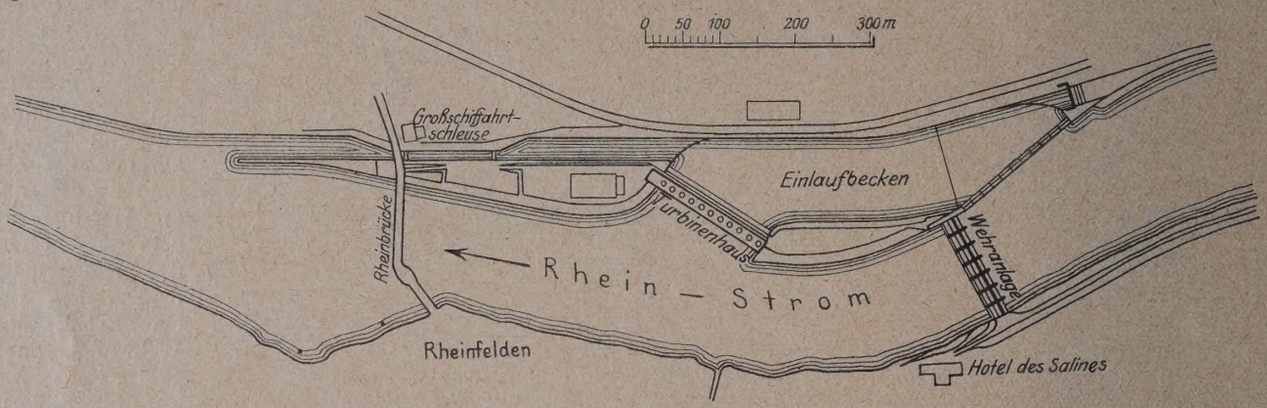


Abb. 5. Staustufe Rheinfelden (Entwurf Buss-Grün und Bilfinger)

Die Schleuse liegt in der Verlängerung des Zulaufkanals dessen Querschnitt so bemessen wird, daß Stromgeschwindig-

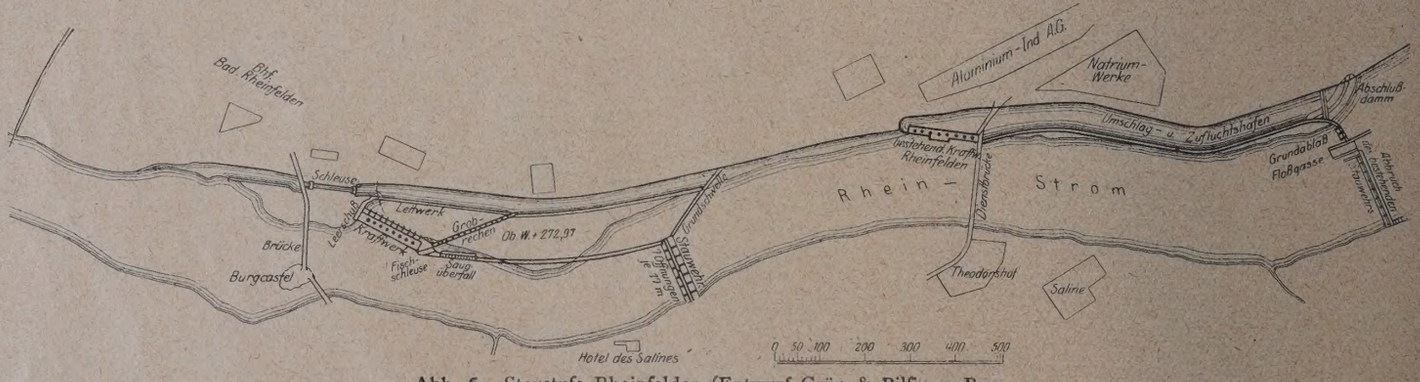


Abb. 6. Staustufe Rheinfelden (Entwurf Grün & Bilfinger-Buss.

keiten von 0,8 m/sek nicht überschritten werden. Das Preisgericht hat die Lösung als gut beurteilt, fügt aber hinzu, „sie kann noch verbessert werden, wenn der Schiffahrtsweg vom Werkkanal durch eine Mauer vollständig getrennt und das Krafthaus zwecks vollständiger Ausnutzung des verfügbaren Gefälles noch etwas weiter flußabwärts verlegt wird". Ich halte das Bedenken, daß in den oberen Vorhäfen mit verminderter Geschwindigkeit einfahrende Kähne nach dem Turbinenhaus abgelenkt werden könnten, für berechtigt.

b) Entwurf Grün & Bilfinger-Buß.

Abbildung 6.

In dieser Beziehung wird der Entwurf Grün & Bilfinger-Buß vom Preisgericht besser beurteilt, weil die Einfahrt in den oberen Vorhafen durch ein 300 m langes Leitwerk von dem Einlaufbecken abgetrennt wird. In diesem Entwurf ist das von den Verfassern auch bei anderen Staustufen vorgeschlagene Doppelprofil angewandt. (s. weiter unter III 2b Abb. 18). Fahrwasser und Kraft betriebs-

wasser liegen in einem gemeinsamen Bett. Durch die geringere Tiefe (2,80 m) und größere Rauhigkeit Kies-) schotterbett) soll die Wassergeschwindigkeit in der Fahrrinne vermindert werden, während im Kraftwasserkanal die größere Tiefe (7,50 m) und das glattere Bett (Eisenbetonmatten) wesentlich größere Geschwindigkeit bedingen. Das Preisgericht hält jedoch eine vollständige Trennung von Schiffahrtskanal und Werkkanal für erforderlich. Um einen allzu starken Eingriff in die bestehenden Verhältnisse zu vermeiden, empfiehlt das Preisgericht, die Schleuse 15 bis 20 m näher an den Strom zu rücken. Hierdurch würde allerdings die schlanke Linienführung, die als Vorzug des Entwurfs gelten muß, etwas ungünstiger werden. Hervorgehoben zu werden verdient, daß in diesem Entwurf der Oberwasserkanal des jetzt bestehenden Werkes in zweckmäßiger Weise als Hafenbecken für die schon dort angesiedelten Industrien nutzbar gemacht wird.

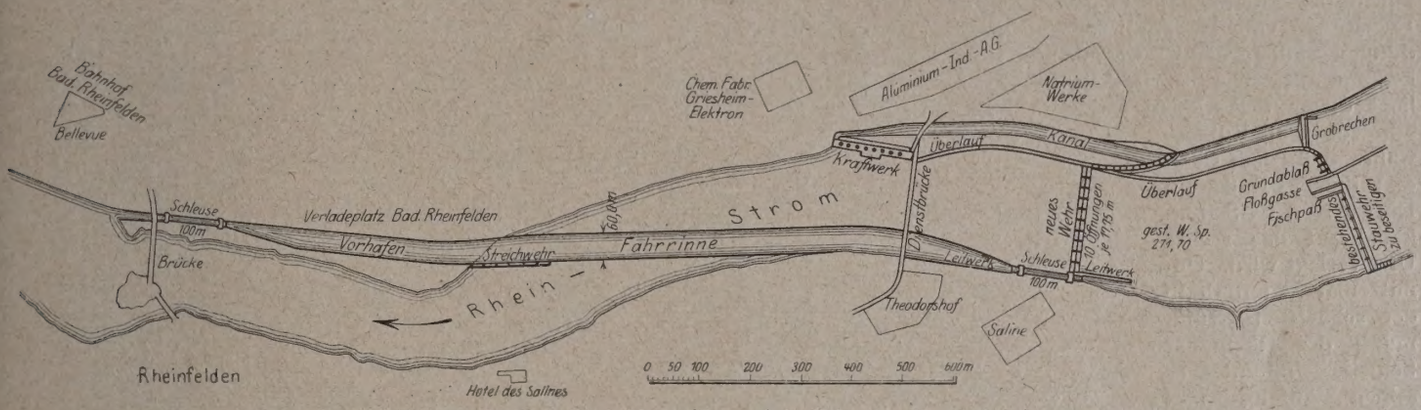


Abb. 7. Staustufe Rheinfelden (Entwurf des Schweizer Konsortiums).

c) Entwurf des Schweizer Konsortiums. Abbildung 7.

Auch in diesem Entwurf ist die Preisgabe des bestehenden Wehrs vorgesehen, etwa 500 m weiter stromabwärts soll ein neues Wehr erbaut werden, wogegen aber das alte Kraftwerk beibehalten wird. Neben dem neuen Wehr ist am linken Ufer eine Schleuse, die bei N.W. ein Gefälle von 6,50 m, bei H. Schiffb. Wstd. 4,90 m überwindet. Die Stromschnellen zwischen dem Hotel des Salines und der Rheinfelder Brücke werden, wie bei den zuerst besprochenen Entwürfen durch einen dem rechten Ufer entlang geführten Seitenkanal umgangen, an dessen unterem Ende die Erbauung einer zweiten Schleuse mit einem Gefälle von 0,77 bei N.W. und 1,90 m bei H.Schiffb. Wstd. notwendig wird. Die Erhaltung des alten Kraftwerks führt somit zu einem Verstoß gegen die Regel: möglichst lange Haltungen und gleich hohe Schleusengefälle. Das vom Preisgericht gefällte Urteil lautet: „Die bei Rheinfelden vorgesehenen Maßnahmen ergeben weder für die Schiffahrt noch für die Kraftgewinnung eine befriedigende Lösung. Das Gefälle zwischen dem bestehenden Werk und der Rheinfelder Brücke wird preisgegeben und die Fahrrinne zwischen der Schleuse am linken Ufer beim Wehr und der Schleuse am rechten Ufer bei der Rheinfelder Brücke ist für die Schiffahrt nur mit großen Schwierigkeiten und Gefahren zu passieren, da die Strömung vom Wehr und vom Kraftwerk die Kähne gegen den unteren Rand der Fahrrinne drängen muß, Auch wird die Offenhaltung der das Rheinbett durchschneidenden Rinne sehr schwierig werden, da sich darin Geschiebe ansammeln und ablagern wird, und schließlich ist das Streichwehr am Anfang des Schleusenkanals bei Hochwasser stets gefährdet." Diese Bedenken müssen als zutreffend anerkannt werden.

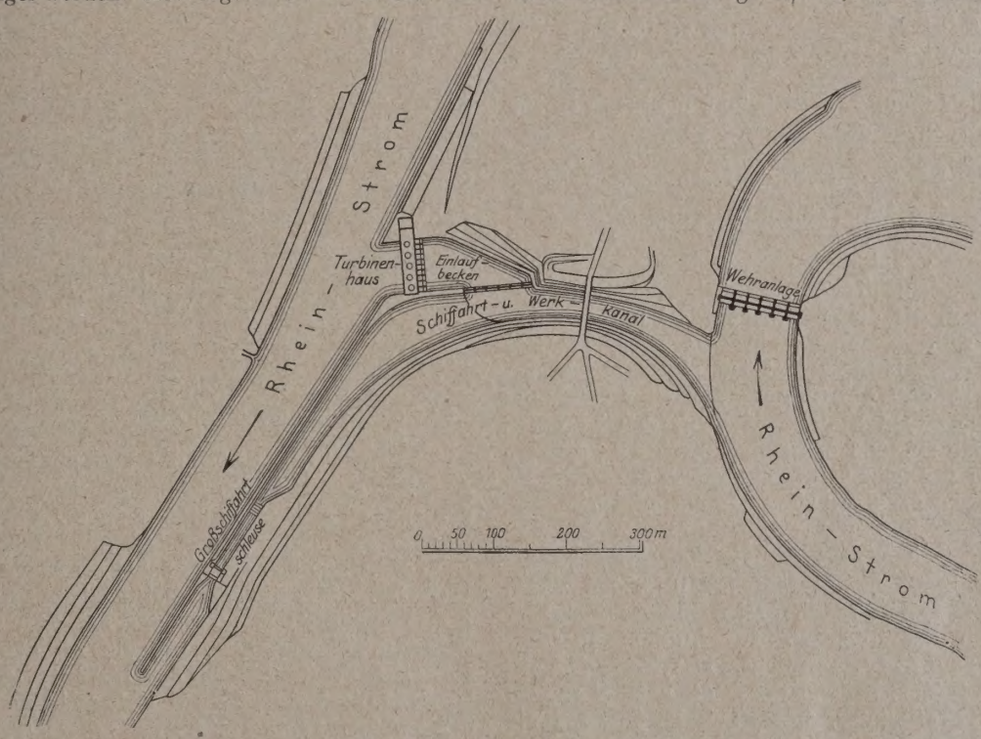


Abb. 8. Staustufe Rheinau (Entwurf Buss-Grün & Bilfinger).

d) Entwurf „Vom Fels zum Meer".

Sowohl das alte Wehr wie das alte Kraftwerk bleiben erhalten. Zwischen Wehr und der eisernen Brücke soll durch eine im Flußbett zu erbauende Mauer am linken Ufer ein Schiffahrtskanal vom Fluß abgetrennt werden. 200 m oberhalb der eisernen Brücke ist die Schleuse vorgesehen. Durch Aussprengungen im Flußbett soll die 1700 m lange Strecke zwischen dem unteren Ende des Schiffahrtskanals und der Rheinfelder Brücke (auch Stadtbrücke genannt) schiffbar gemacht werden. Das Preisgericht bemängelt mit Recht die außerordentlich hohen Kosten dieser Aussprengung im felsigen Flußbett und weist darauf hin, daß eine Mehrausbeute von Kraft nur dann zu erzielen wäre, wenn die Turbinen des bestehenden Kraftwerks dem vermehrten neuen Gefälle angepaßt würden, was einem vollständigen Umbau des Werkes gleichkäme.

3. Rheinau-Rheinfall.

Die interessanteste Strecke ist diejenige, die sich von unterhalb Rheinau bis Neuhausen erstreckt und den Rheinfall umfaßt. Bei Rheinau beschreibt der Rhein eine Schleife von 4,5 km Länge. An der engsten Stelle dieser Schleife liegen beide Stromläute nur 560 m voneinander entfernt. Die Geländeverhältnisse beim Rheinfall selbst führen zwangsläufig dazu, den Schiffahrtsweg auf das linke Ufer oberhalb Dachsen zu verlegen. Bei zwei Entwürfen wird der Rheinfall durch Seitenkanäle überwunden, die schon in größerer Entfernung vom Rheinfall selbst ihren Anfang nehmen. Dadurch wird der große Umweg, den die Rheinschleife bei Rheinau bedingt, ausgeschaltet. In dem Entwurf „Vom Fels zum Meer" liegt dieser Seitenkanal auf dem linken Ufer und beginnt schon oberhalb Ellikon, während in dem Grün & Bilfinger - Bußschen Entwurf der Seitenkanal auf das rechte Ufer verlegt wird. Unmittelbar unterhalb der schärfsten Krümmung der Rheinauer Schleife nimmt er seinen Anfang und erreicht mittels einer Kanalbrücke unterhalb des Rheinfalls das linke Ufer bei Dachsen. Bei den beiden anderen Entwürfen, dem Buß-Grün & Bilfingerschen und demjenigen des Schweizer Konsortiums sind die Lösungen bei Rheinau und beim Rheinfall vollständig voneinander unabhängig.

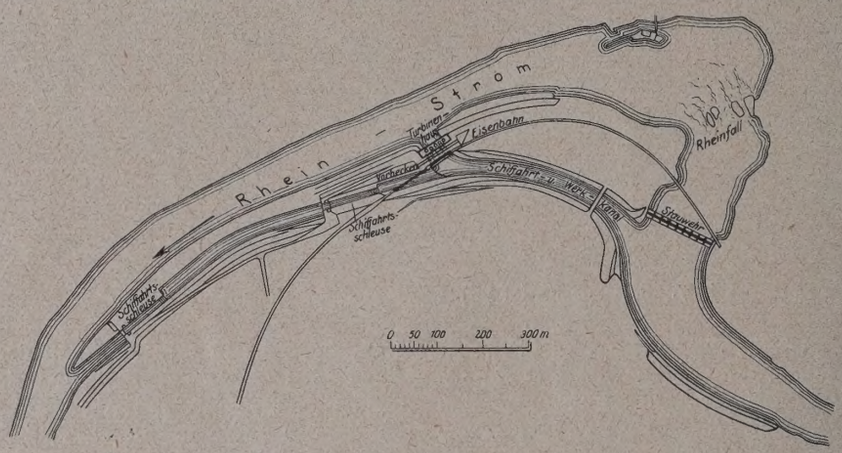


Abb. 9. Umgebung des Rheinfalls mit Kraftausnutzung (Entwurf Buss - Grün & Bilfinger).

Die Lösung bei Rheinau.

a) Entwurf Buß-Grün & Bilfinger.

Abbildung 8.

An der engsten Stelle der Schleife bei Rheinau ist ein Durchstich vorgesehen, der als gemeinsamer Schiffahrts- und Werkkanal dienen soll. Er erhält eine Wasserspiegelbreite von 35 m, die Wassergeschwindigkeit ist auf 1 m/sek berechnet. Der Gefahr, daß die in der scharfen Krümmung fahrenden Kähne nach dem Einlaufbecken zu den Turbinen angesaugt werden, soll eine 2,5 m tiefe eintauchende Streichwand begegnen. Vor der Schleuse ist ein auf 50 m erweitertes Beruhigungsbecken von ca. 350 m Länge angeordnet.

b) Entwurf des Schweizer Konsortiums.

Wie im vorher besprochenen Entwurf liegt das Wehr, das jedoch 5 Öffnungen zu 18 m l. W. erhalten soll, gegenüber 6 Öffnungen zu 15 m im Bußschen Entwurf, unmittelbar unterhalb der Abzweigung des Durchstichs. Das Einlaufbecken zu den Turbinen ist jedoch, bedingt durch die nach oben verschobene Lage des Krafthauses, wesentlich kleiner und die Notwendigkeit, einen oberen Vorhafen von genügender Länge zu erhalten, führte dazu, die Schleuse soweit stromab zu rücken, daß auf einen unteren Vorhafen fast ganz verzichtet werden muß.

Über diese, große Ähnlichkeit aufweisenden Lösungen urteilt das Preisgericht wie folgt: „Die für die Haltung Rheinau vorgesehene Lösung vermag in der vorgeschlagenen Form nicht zu befriedigen. Die auf der rechten konkaven Kanalseite liegende Strömung drängt die zu Tal gehenden Schiffe gegen das Leitwerk vor dem Kraftwerk, wo sie festgehalten und beschädigt werden können. Diesem Mißstand, der eine ständige Gefährdung der Schiffahrt bedeutet, könnte unter Beibehaltung der grundsätzlichen Anordnung der Haltung dadurch abgeholfen werden, daß eine Trennung des gemeinschaftlichen Kanals in je einen besonderen Schiffahrts- und Werkkanal durch eine Trennungswand vorgenommen würde. Ferner wäre es besser, die Schleuse mehr aufwärts zu verlegen, was durch eine Kürzung des ohnehin sehr langen oberen Vorhafens unschwer zu erreichen wäre." Eine Kürzung des oberen Vorhafens würde mir bedenklich erscheinen, wenn nicht die völlige Trennung zwischen Schiffahrts- und Werkkanal durchgeführt würde.

Die Umgehung des Rheinfalls.

Der Höhenunterschied von 25 m wird mittels 2 Schleusen, einer Schachtschleuse oder eines Schiffshebewerks überwunden. Es werden im Entwurf Buß-Grün & Bilfinger zwei Lösungen in Vorschlag gebracht, die eine mit, die andere ohne Ausnutzung des Rheinfalls zur Kraftgewinnung. Bei der ersten Lösung, die in der Abbildung 9 dargestellt ist, befindet sich oberhalb der über den Rheinfall führenden Eisenbahnbrücke das Wehr mit 9 Öffnungen zu 15 m Lichtweite. Das Wasser wird einem tief eingeschnittenen Zulaufkanal zugeführt, der in die Schleusentreppe ausmündet. Zwischen den beiden Schleusen ist eine kurze Haltung von 430 m Länge und 30 m Breite eingelegt, die ein Ausweichen nach entgegengesetzten Richtungen fahrender Schleppzüge gestattet. Das Turbinenhaus enthält 5 Turbinen zu je 15 000 PS oder zusammen 75 000 installierten PS.

In der zweiten Lösung, ohne Kraftausnutzung, besteht der Zulaufkanal aus 2 einschiffigen Tunneln von 600 m Länge, die in ein Vorbecken ausmünden, von dem aus die zwei unmittelbar aneinander gekuppelten Schleusen in das Unterwasser führen. Das Preisgericht hat bei beiden Lösungen den tiefen Einschnitt hinter Schloß Laufen beanstandet, der das Landschaftsbild beeinträchtigt.

In ähnlicher Weise hat das Schweizer Konsortium die Aufgabe gelöst und das Preisgericht bemängelt auch hier den tiefen Einschnitt hinter Schloß Laufen. Für den Abstieg wurden von dem Konsortium drei Lösungen in Vorschlag gebracht, nämlich eine Schleusentreppe wie im Entwurf Buß-Grün & Bilfinger, wobei aber zur Gewinnung einer Zwischenhaltung von größerer Länge und infolgedessen von größerem Wasserinhalt, um die bei den Schleusungen eintretenden Schwankungen des Wasserspiegels möglichst herabzusetzen, die untere Schleuse bis dicht an die Ausmündung in den Rhein hinausgerückt wird. Diese Lösung hat den Nachteil, daß ein zu kurzer unterer Vorhafen entsteht. Bei der zweiten Lösung kommt eine Schachtschleuse zur Anwendung, deren Unterkanal sehr erhebliche Erdarbeiten erfordert. In der dritten Lösung wird ein Schiffshebewerk in Vorschlag gebracht. Das Preisgericht spricht sich über diese Lösung dahin aus, daß sie „grundsätzlich kaum als die für diesen Fall passende Lösung angesprochen werden" könne. Da genügend Wasser für Schleusungszwecke zur Verfügung steht, ist weder die Anordnung von Sparbecken bei einer Schachtschleuse noch ein Hebewerk notwendig. Infolge des hohen Gefälles treten dann aber bei einer Schachtschleuse so hohe Geschwindigkeiten des in die Schleuse einströmenden Wassers und

ein so rasches Absinken des Wasserstandes bei der Entleerung der Schleuse auf, daß dies wohl der Grund war, ein Hebewerk in Vorschlag zu bringen.

Die Schwierigkeiten der Überwindung des Rheinfalls vermindern sich erst, wenn man dazu übergeht, schon weiter stromabwärts den Aufstieg auf die Haltung oberhalb des Rheinfalls vorzunehmen. In dem Entwurf „Vom Fels zum Meer" wird, wie schon erwähnt wurde, der Seitenkanal, der zur Umgehung des Rheinfalls dient, am rechten Ufer oberhalb Ellikon abgezweigt. Die erste Schleuse befindet sich am unteren Ende des Kanals, der in radikaler Weise die starke Schleife bei Rheinau dadurch beseitigt, daß er tangential an die Krümmung unterhalb Dachsen herangeführt wird, dann

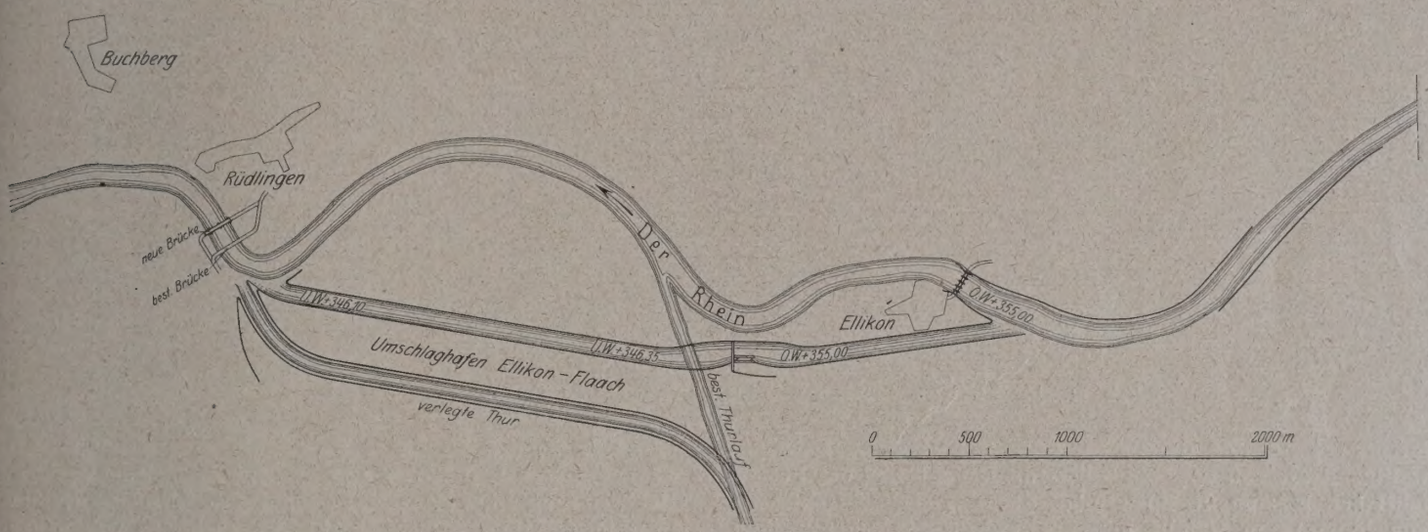


Abb. 10. Umschlaghafen bei Ellikon - Verlegung der Thurmündung (Entwurf Grün & Bilfinger - Buss).

parallel zum Rhein verläuft, um oberhalb Dachsen, in ähnlichem Verlauf wie in Abbildung 9 dargestellt, den Rhein gegenüber Neuhausen oberhalb des Rheinfalls zu erreichen. Das Preisgericht hält die Ausführung des linksufrigen Hauptkanals unterhalb Neuhausen mit Dämmen bis zu 12 m Höhe für bedenklich und bezeichnet als gewichtigen Mangel im Entwurf „Vom Fels zum Meer", daß das Gefälle zwischen der Rüdlinger Brücke und dem Rheinfalle nicht ausgenutzt wird. Wenn man von dem nicht unberechtigten Bedenken gegen den Hangkanal absieht, kann der Mangel der Ausnutzung der fehlenden Wasserkraft nicht sehr ins Gewicht fallen, denn in der Rheinschleife bei Rheinau könnte ein Kraftwerk, genau wie in den Entwürfen Buß-Grün & Bilfinger und Schweizer Konsortium vorgeschlagen, mit einem, in diesem Falle lediglich der Führung von Kraftwasser dienenden Durchstich (oder Stollen) nebst Wehr unterhalb der oberen Abzweigung, angelegt werden.

Der Gedanke, einen Hafen bei Ellikon anzulegen, um den Umschlag nach dem Thurgau und nach Winterthur, die von hier aus auf kürzestem Wege zu erreichen sind, zu ermöglichen, ist zweifellos richtig. Die Lösung, die im Grün & Bilfinger-Bußschen Entwurf vorgeschlagen wird (Abb. 10), ist jedoch derjenigen im Entwurf „Vom Fels zum Meer" vorzuziehen, weil unterhalb Ellikon der Anschluß an die Bahn Schaffhausen—Winterthur und die Anlage des bei einer so bedeutenden Hafenanlage unbedingt notwendigen Rangierbahnhofes sich leichter bewerkstelligen lassen als wenn man den Hafen oberhalb Ellikon anordnet. Eine Verlegung der Thurmündung ist allerdings in diesem Falle nicht zu umgehen. Die Thur soll, nach dem Vorschlage Grün & Bilfinger-Buß, von 1,2 km oberhalb ihrer jetzigen Mündung an, verlegt und in die scharfe Konkave des Rheins oberhalb der Rüdlinger Brücke geleitet werden. Das Preisgericht hält in seinem Gutachten „eine Verlegung der Thurmündung wegen der starken Geschiebeführung, der Gefällverhältnisse und des Hochwasserregimes für gänzlich ausgeschlossen". In der am Schlusse des Gutachtens erfolgten Zusammenfassung des Urteils wird diese Verlegung der Thur „vom flußbautechnischen Standpunkt aus als unzulässig" bezeichnet. Die Geschiebeverschüttungen der Fahrrinne im Rhein, die Betterhöhungen der Thur infolge der starken Geschiebeführung und der Hochwasseranprall von der Thur her werden als Begründung dieses Urteils aufgeführt. Die gegenwärtige Mündung der Thur an dem Übergang von einer Krümmung des Rheins in eine entgegengesetzte Krümmung ist zweifellos sehr ungünstig. Baggerungen, zur Beseitigung der Geschiebeablagerungen der Thur, werden sich nicht umgehen lassen, wobei es wohl nicht von so schwerwiegender Bedeutung ist, ob, wie in dem bestehenden Konzessionsvertrag für das Kraftwerk Eglisau vorgesehen, der Eglisauer Stau bis 1 km unterhalb der Thurmündung reicht oder ob die Thur in den Staubereich selbst mündet, weil jedes Thurhochwasser sowieso eine Absenkung des Eglisauer Staues bedingt. Die scharfe Konkave oberhalb der Rüdlinger Brücke kann allein für eine neue Mündung der Thur in Frage kommen, wenn überhaupt eine Verlegung ihrer Mündung für notwendig erachtet wird. Jedoch ist zuzugeben, daß die Linienführung der verlegten Thur und ihre Einmündung in den Rhein nicht befriedigend gelöst sind. Jedenfalls scheinen die bekannt gewordenen Klagen über die Geschiebeführung der Thur und der große Vorteil, den die Anlage eines der künftigen Entwicklung eines großen Verkehrs in vollem Maße Rechnung tragenden Umschlagshafens bei Ellikon bietet, darauf hinzudrängen, daß eine Lösung hier gefunden werde, die den Ausgleich der verschiedenen Interessen anstrebt. In dem Entwurf „Vom Fels zum Meer" ist die Anlage des Hafens bei Ellikon mit der Überwindung des Rheinfalls zusammen gelöst, während diese beiden Aufgaben im Grün & Bilfinger-Bußschen Entwurf unabhängig voneinander gelöst sind, in letzterem Entwurf ist die Staustufe Ellikon für sich behandelt und nur insofern besteht ein Zusammenhang zwischen beiden Lösungen, als der Stau des Ellikoner Wehrs bis etwa zum Beginn des Aufstiegs nach dem Rheinfall reicht.

In der Staustufe Altenburg des Grün & Bilfinger-Bußschen Entwurfs wird die Schleife bei Rheinau umgangen und der Rheinfall überwunden. An derselben Stelle wie im Entwurf Buß-Grün & Bilfinger, oberhalb der Eisenbahnbrücke und des Rheinfalls, ist ein Wehr vorgesehen, aus dessen Oberwasser ein gemeinsamer Kraft- und Schiffahrtskanal (Doppelprofil) abzweigt. Der Kraftkanal, in dem die größere Stromgeschwindigkeit herrschen soll, liegt auf der konkaven, der Schiffahrtskanal auf der konvexen Seite des Doppelprofils. In einem tiefen Einschnitt wird der Rücken hinter Schloß Laufen durch-

schnitten und der Kanal auf einer gewölbten Kanalbrücke über den tief eingeschnittenen Rhein hinweggeführt. Die eingehendere Beschreibung der Kanalbrücke findet sich im folgenden Abschnitt (vergl. Abb. 19 u. 20), in dem bemerkenswerte neue Lösungen besprochen werden sollen. Das Kraftwerk ist mit Rücksicht auf eine nicht zu starke Wasserentziehung des Rheinfalls auf 300 cbm/sek ausgebaut und wird

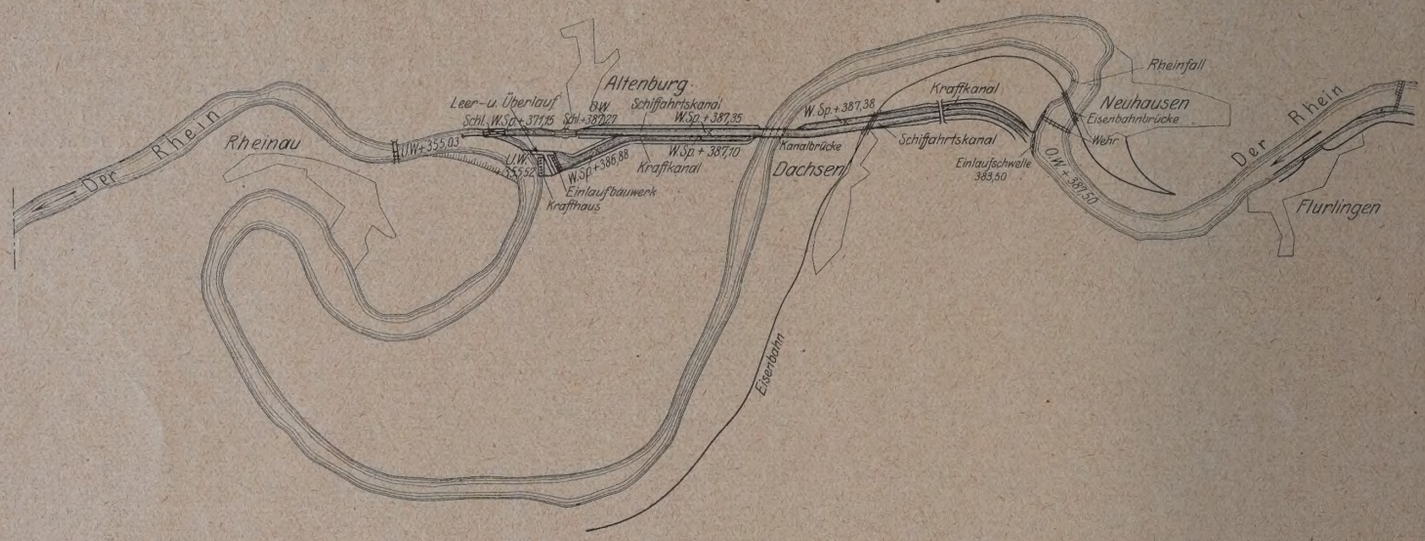


Abb. 11. Umgehung des Rheinfalls mit Kraftausnutzung (Entwurf Grün & Bilfinger-Buss)

infolge der Ausnutzung eines Gefälles von etwa 32 m die gewaltige Kraft von 93 500 PS liefern. Der Abstieg des Schiffahrtskanals zum Rhein erfolgt durch 2 Schachtschleusen von je 16,12 m Gefälle mit Sparbecken. Zwischen beiden Schachtschleusen ist eine kurze Haltung von etwa 300 m Länge eingeschaltet. Das Preisgericht bezeichnet „die Lösung, welche für die Umgehung des Rheinfalls und die Beseitigung der Schleifen bei Rheinau gegeben wird, als die beste, welche der Wettbewerb gebracht hat". Es bemängelt allerdings, wie schon oben angeführt, die Ausnutzung der Wasserkraft des Rheinfalls als den Bestimmungen des Programms widersprechend. Das Preisgericht ist aber der Ansicht, daß, um den Rheinfall möglichst wenig zu beeinträchtigen, das Wehr oberhalb des Rheinfalls mehr stromaufwärts verlegt und das Anfangsstück des Kanals als Tunnel ausgebildet werden sollte. Ein Tunnel an dieser Stelle müßte eine Länge von etwa 700 m erhalten. Wird das Wehr weiter stromaufwärts verlegt, so müßte die Krümmung einen noch kleineren Radius als 410 m, der im Entwurf für etwa 300 m Länge vorgesehen wird, erhalten. Es erscheint mir zweifelhaft, ob ein Tunnel unter diesen Verhältnissen die Schiffahrt nicht zu sehr erschweren würde.

(Schluß folgt).

DER BAU DER BRÜCKE ÜBER DIE WEICHSEL BEI WYSZOGROD DURCH DIE MASCHINENFABRIK AUGSBURG-NÜRNBERG A.-G., WERK GUSTAVSBURG.

(Schluß von Seite 177.)

Zur raschen Förderung des Baues wurde mit dem Einbringen der Träger von beiden Seiten her begonnen und hierzu, wie erwähnt, zwei Vorbaukrane eingestellt. Indessen traten bald Bedenken ein, den Strom bei den bekannten starken Eisgängen wenigstens im Hauptstromstrich völlig mit so engen Öffnungen zu schließen. Die Baubehörde entschloß sich daher zunächst, durch Einbau von 8 Öffnungen von 40 m Stützweite dem Eise freiere Durchgangsmöglichkeiten zu schaffen. Der Auftrag hierzu erging an die M. A. N., Werk Gustavsburg, am 25. Oktober 1915. Da aber auch dies weiterhin als nicht genügend erachtet wurde, wurde später noch der Einbau von vier Öffnungen von je 60 m Stützweite beschlossen. Die Brücke zeigte nach diesen Änderungen des ursprünglichen Entwurfes die in Abb. 8 dargestellte Gesamtanordnung.

Bei den Erwägungen über die dadurch erforderlichen Abänderungen des Bauplanes war zu berücksichtigen, daß mit dem Rammen der Joche schon begonnen und der größte Teil der Bauteile, namentlich an Trägern, schon eingetroffen, im Anrollen oder wenigstens auf dem Walzwerk in Arbeit war, bei der ungewöhnlichen Länge der Brücke und der Menge der Träger ein nicht zu unterschätzender Umstand. Ganz abgesehen hiervon sprachen aber auch die erwähnten Transportschwierigkeiten für möglichst weitgehende Beibehaltung des ursprünglichen Entwurfes. Demgemäß mußte bei Aufstellung des neuen Projektes die Verwendung der vorgesehenen Träger im Auge behalten werden. Geschah dies aber, so war auf ihre möglichst glatte Verlegung zu sehen und der Bauplan der größeren Stützweiten so zu fassen, daß das Vorrücken der Verlegekrane und das Verlegen der schweren Träger der später zu überbrückenden Öffnungen nicht durch etwaige Fachwerküberbauten der vorhergehenden aufgehalten wurde. Wünschenswert war außerdem, daß die Aufstellung der Überbauten für die großen Stützweiten auch zeitlich nach Verlegung der Träger der betreffenden Öffnungen erfolgte, so daß beide Arbeiten sich gegenseitig nicht hinderten und völlig unabhängig voneinander waren.

Aus diesen Erwägungen ergab sich für die 40-m-Öffnungen folgender, infolge seiner oben geschilderten Entstehung recht interessanter Entwurf:

Seitlich der zunächst wie für die Regelöffnungen verlegten Träger wurden Fachwerkträger errichtet, welche über zwei aufeinander folgende Öffnungen reichten, also eine Stützweite von rd 40 m — genau 38,70 m — erhielten. Das zwischen den endgültigen Auflagerjochen der Fachwerke liegende Mitteljoch wurde nur so weit ausgeführt, als es die vorläufige Auflagerung der Träger und die sichere Durchfahrt des Verlegekranes erforderten. Nach Errichtung der Fachwerkträger wurde über dem Mitteljoch ein Querträger eingebaut, die Träger an diesen als Längsträger angeschlossen und die Haupt-

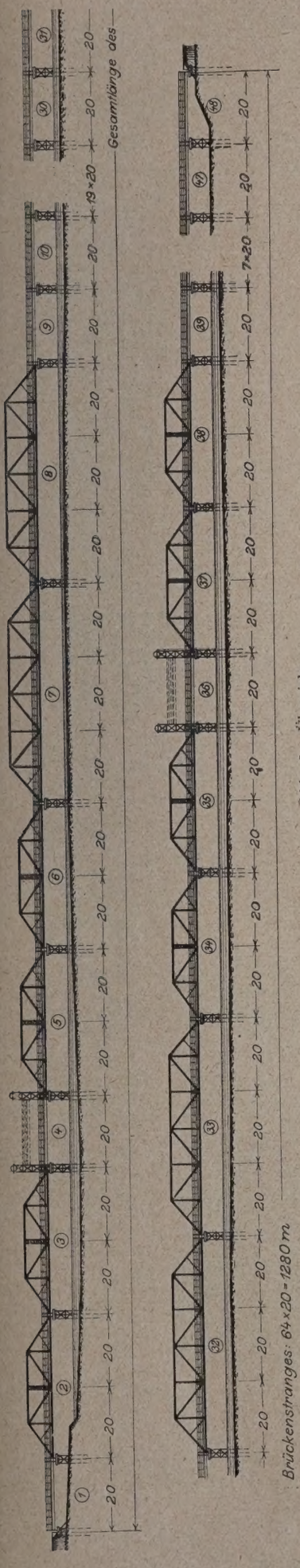


Abb. 8. Übersicht.

träger durch Abbau der nunmehr überflüssigen Mittelunterstützung freigesetzt.

Die Hauptträger sind Trapezträger von 6,50 m Systemhöhe und 9,525 m Feldweite; ungewöhnlich ist, daß sie, entsprechend der großen Tragfähigkeit der Längsträger, nur im Mittelknoten einen Querträger haben. Der Hauptträgerabstand beträgt 7580 mm, die Hauptträgerachsen liegen daher 1040 mm seitlich der äußersten Längsträger (Abb. 9). Ein wagerechter Windverband liegt zwischen den Untergurten. Da im Knotenpunkt 1 ein Querträger fehlt, sind hier keine Portale angeordnet; ein solches liegt vielmehr im Mittelquerschnitt 2, während nur im Obergurtknoten 1 eine steife Eck-

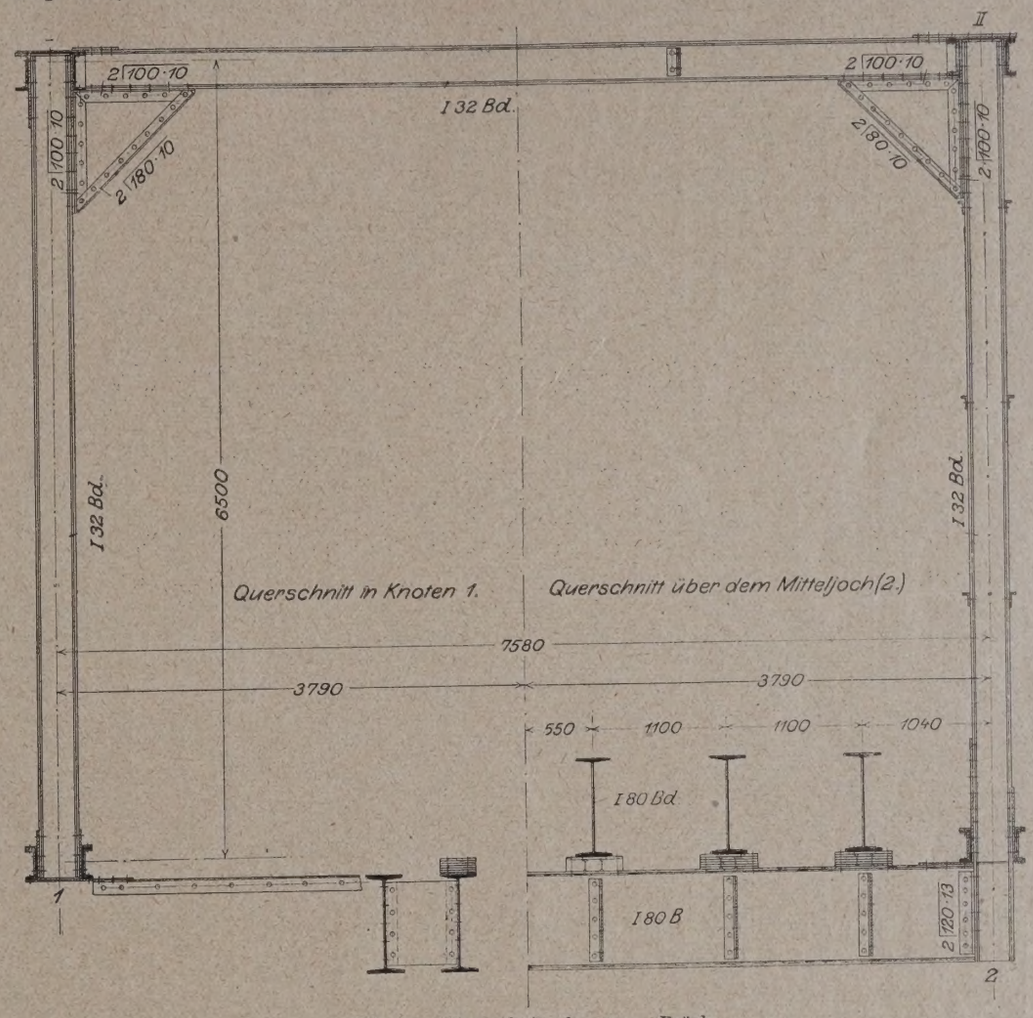


Abb. 10. Querschnitt der 40 m - Brücke.

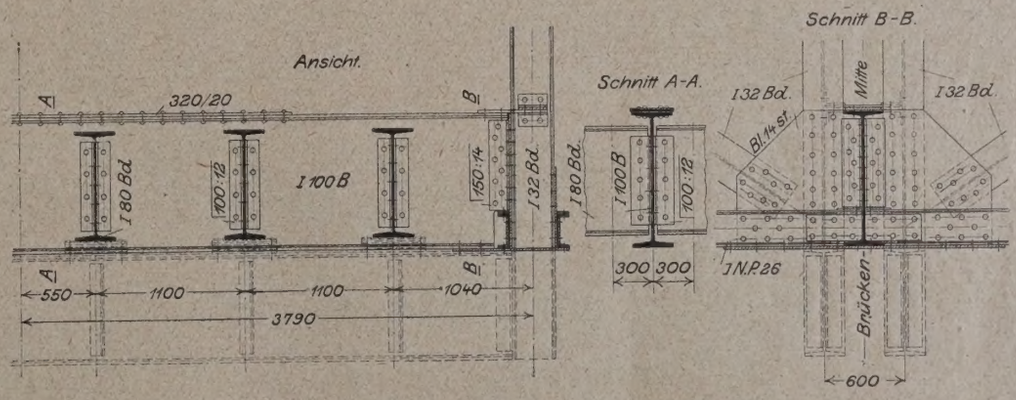


Abb. 11. 40 m - Brücke; Zwischenquerträger in Brückenmitte.

verbindung zwischen Pfosten und Querriegel besteht, der Untergurtquerriegel dagegen weder steif angeschlossen noch selbst biegungsfest ist (Abb. 10).

Die Auflagerung der Längsträger auf dem Mitteljoch, welches ja doch entfernt werden mußte, erfolgte nicht durch die früher beschriebene Verteilungskonstruktion. Vielmehr wurden statt des Mitteljoches nur zwei Reihen von je 4 Pfählen

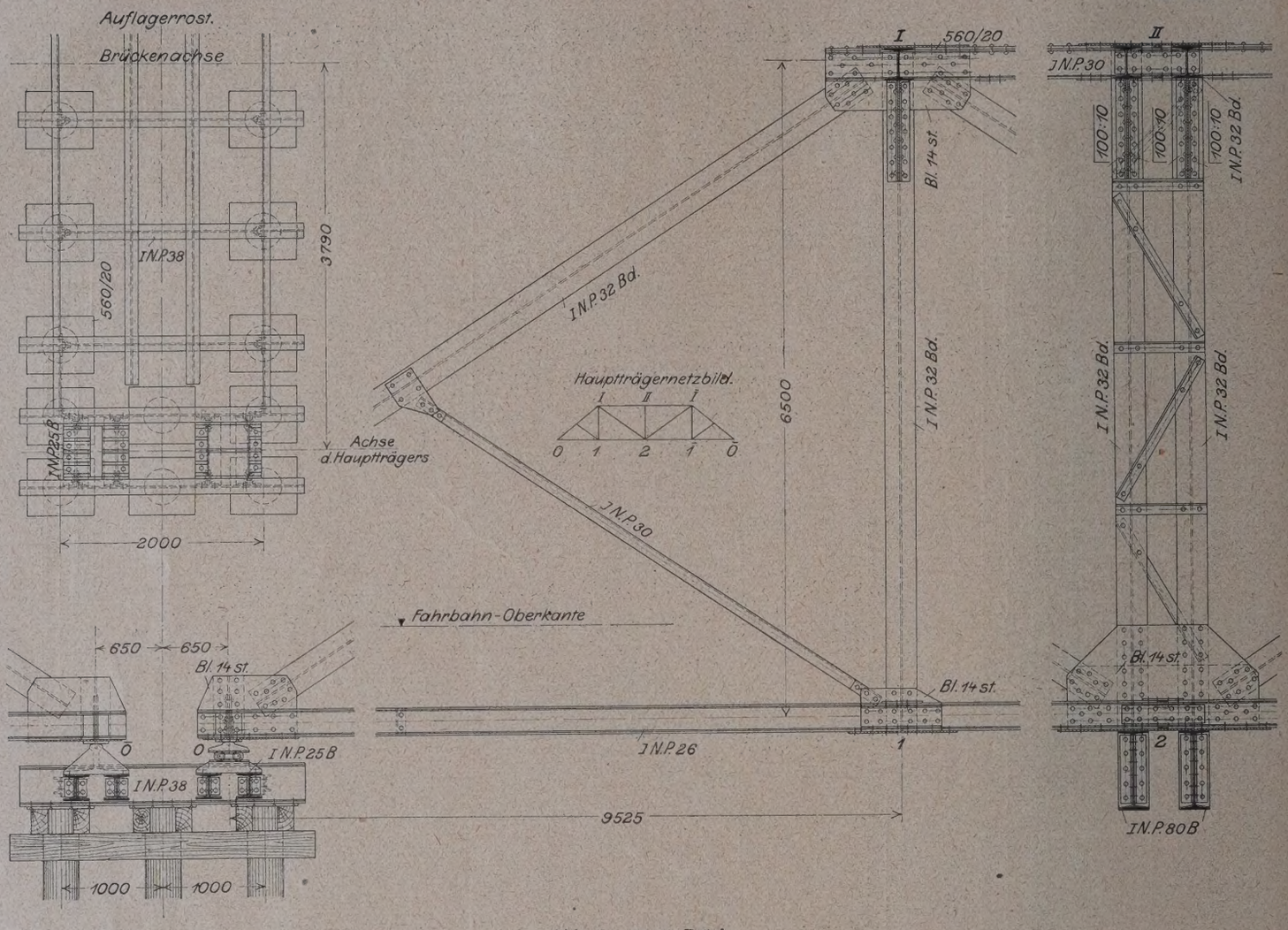


Abb. 9. 40 m - Brücke.

in gegenseitigem Abstande von 600 mm geschlagen und über jede Reihe quer zur Brückenachse ein Unterstützungsträger I 80 B gelegt. Auf diese wurden vorläufig die Träger abgesetzt (vgl. Abb. 10). Der Mittelpfosten der Fachwerkträger wurde doppelt ausgebildet; er besteht aus zwei miteinander vergitterten und ebenfalls im gegenseitigen Abstand von 600 mm liegenden I 32 Bd, deren Achsen somit mit denen der Unterstützungsträger zusammenfielen. Die Pfosten waren nach unten über die Untergurte hinaus verlängert, sodaß die Unterstützungsträger unmittelbar mit ihnen verschraubt und an ihnen aufgehängt werden konnten (vgl. Abb. 9). Vor dem Einbau der Fachwerkträger wurde in den 60 mm betragenden Zwischenraum zwischen den Trägerköpfen der beiden angrenzenden 20-m-Öffnungen von der Seite her ein durch Gurtplatten 320/20 verstärkter Differdinger Träger Nr. 100 eingeschoben (Abb. 11). Dieser wurde nach Einbau des Fachwerks an die inneren Knotenbleche der Hauptträger angeschraubt und diente, nachdem die Längsträger mit ihm verschraubt waren, als Querträger. Die Unterstützungsträger wurden nunmehr entfernt, um noch für andere Überbauten Verwendung zu finden, die überstehenden Enden des Mittelpfostens abgebrannt und die 8 Pfähle des mittleren Joches beseitigt.

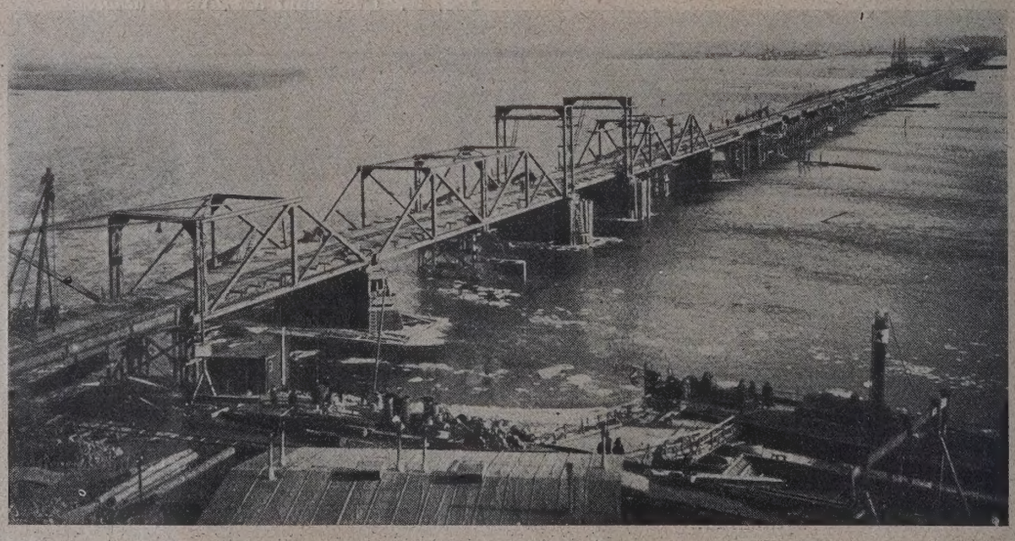


Abb. 12. Gesamtansicht.

Die verschiedenen Bauzustände der Fachwerksbrücken

sind aus Abb. 12 ersichtlich. Der Überbau jenseits der sich deutlich heraushebenden Hubbrücke ist fertig, von dem folgenden sieht man das herausstehende Ende des Querträgers (vgl. auch Abb. 4, erstes Joch links), ein Untergurtstab wird verlegt; der vor der Hubbrücke liegende Überbau zeigt noch die herausstehenden Enden der Mittelpfosten, während der vorderste noch im Aufbau begriffen ist.

Zur Unterstützung der Auflager wurden die Auflagerjoche nach ober- und unterstrom um je 4, oder, wo zwei 40-m-Brückenachse, trapezförmige Fachwerkträger mit steigenden und fallenden Streben gesetzt. Ihre Systemhöhe beträgt, der größeren Stützweite entsprechend, 8,00 m, die Feldweite in den beiden ersten Feldern jedes Brückenendes 9,675 m, in den beiden Mittelfeldern genau 10,00 m, so daß sich die gesamte Stützweite zu 58,70 m ergibt (Abb. 13). Die Querträger liegen, entsprechend der Entstehung des Überbaues, naturgemäß nur an den Enden der 20-m-Träger, also in den Knotenpunkten 2 und $\overline{2}$, und hier sind auch nur allseitige ge-

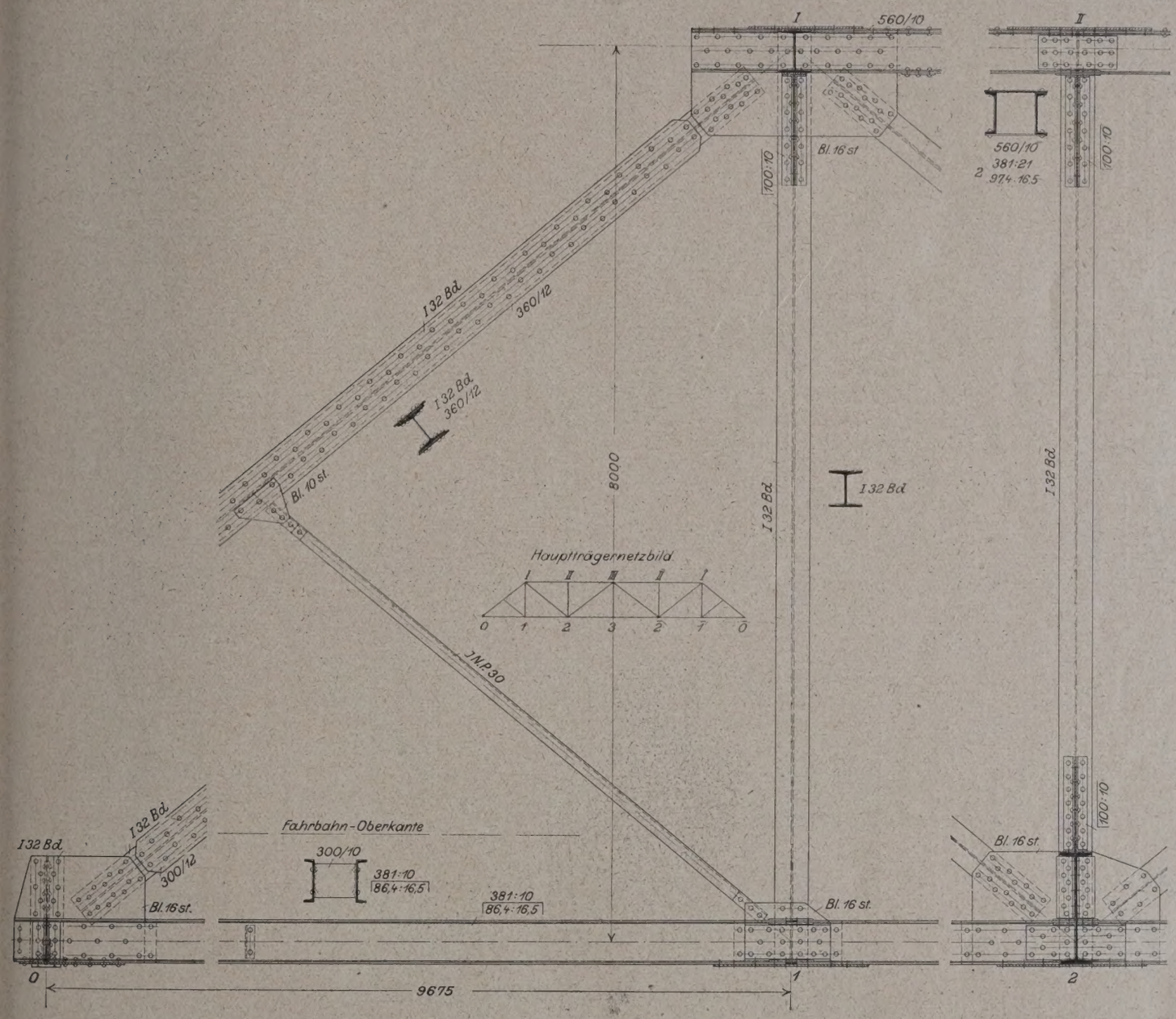


Abb. 13. Hauptträger der 60 m - Brücken.

Überbauten aneinanderstoßen, um je 6 Pfähle verlängert. Über die Pfähle wurden für jeden Hauptträger in der Längsrichtung 2 I NP 38 gesetzt, welche die Auflagerkraft auf die Pfähle verteilten. Zwischen diesen Längsverteilungsträgern waren für jedes Auflager zwei kurze Querstücke aus Differdingerträgern Nr. 25 ausgespannt, auf denen unmittelbar die unteren Lagerkörper des festen und die unteren Lagerplatten der beweglichen Lager ruhten (Abb. 9).

In gleicher Weise wie die 40-m-Öffnungen entstanden die 60-m-Brücken durch Zusammenfassen dreier Überbauten von je 20 m Stützweite. Es wurden ebenfalls neben die Walzträgerbrücken, u. zw. hier in Abständen von 4050 mm von der schlossene steife Querrahmen ausgebildet, während in den übrigen Knotenpunkten bei dem Fehlen der Querträger wie bei den 40-m-Spannweiten nur zwischen Hauptträgerpfosten und oberem Querriegel eine biegungsfeste Verbindung besteht (Abb. 14). Wagerechte Windverbände befinden sich sowohl in der Höhe der oberen als auch der unteren Gurtung. Sonst bieten die Einzelheiten der Brücken nichts besonders Bemerkenswertes. Eine doppelte Ausbildung der Pfosten, an denen Querträger liegen, war hier nicht erforderlich. Der Auftrag, die 60-m-Öffnungen einzubauen, wurde erst am 3. Dezember 1916 erteilt. Zu dieser Zeit waren aber die sämtlichen Pfähle für die wieder zu entfernenden Zwischenjoche

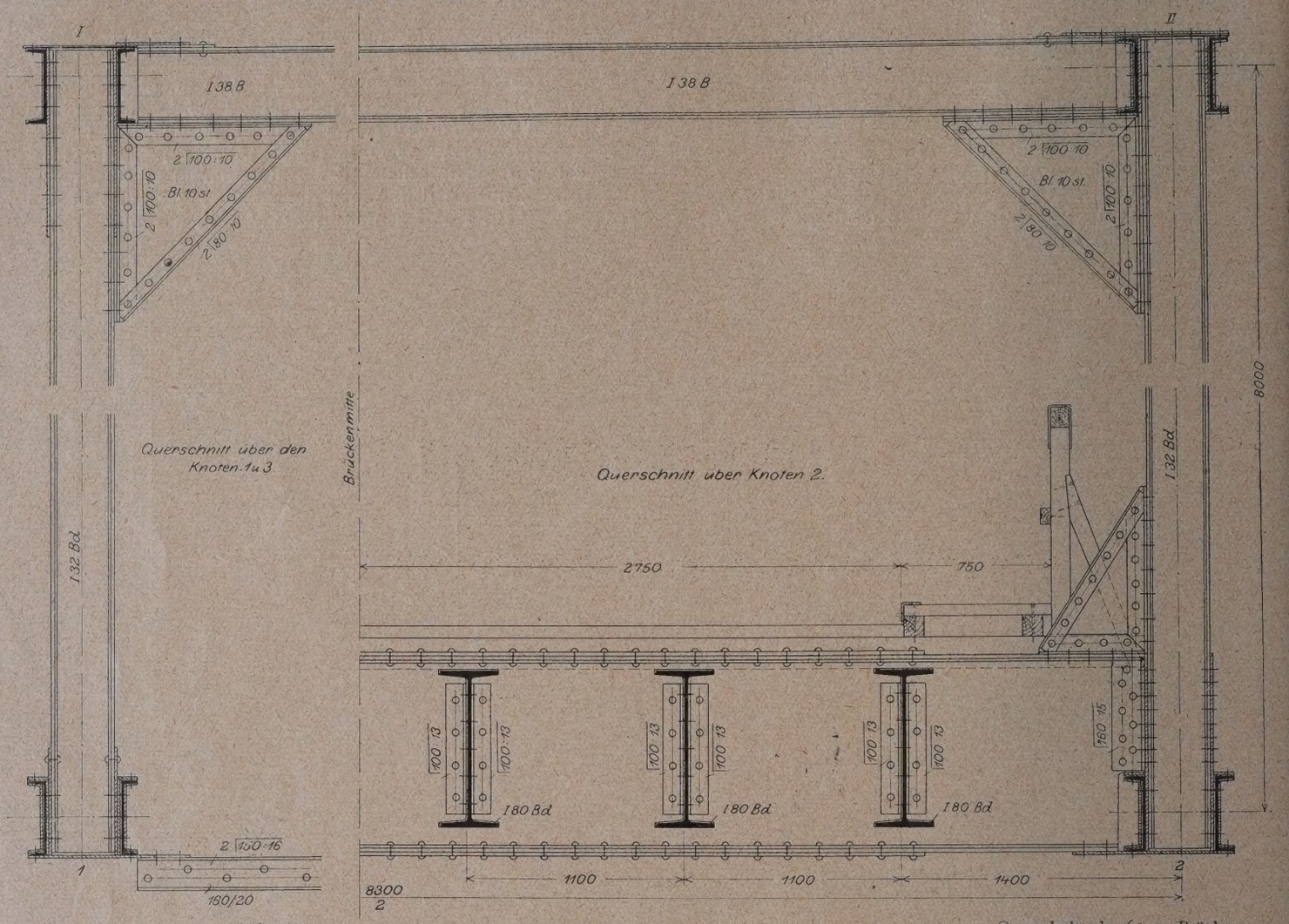


Abb. 14. Querschnitt der 60 m-Brücken.

schon in der Weise geschlagen, wie dies für die 20-m-Brücken vorgesehen war, und auch die Träger selbst schon auf den Verteilungsrosten gelagert, die behelfsmäßige Lagerung auf besonderen Unterstützungsträgern und deren Anhängung an die hierzu verdoppelten und nach unten verlängerten Pfosten erübrigte sich also; es konnten vielmehr vor Aufstellung der Fachwerkträger gleich die endgültigen Querträger — wie bei den 40-m Öffnungen durch Gurtplatten verstärkte I 100 B — seitlich eingeschoben und später mit den Knotenpunkten der Fachwerkträger vernietet werden.

Für die Auflagerung der 60-m-Brücken war ursprünglich vorgesehen, die Joche der 20-m-Brücken seitlich der alten Überbauten ober- und unterstrom durch je 9 in Reihen zu 3 gestellte Pfähle zu verstärken. Über jede

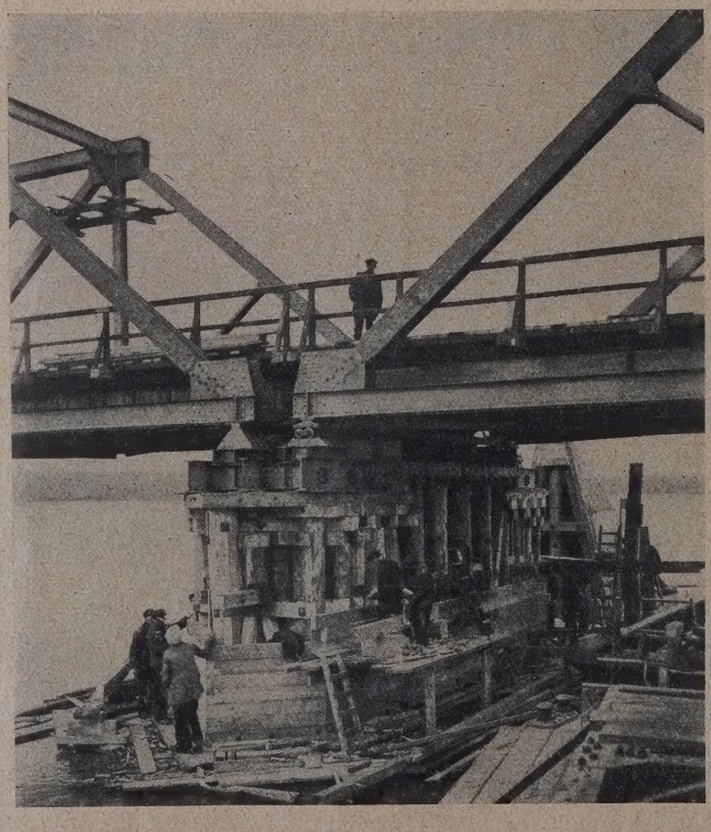


Abb. 16. Verstärktes Joch der 60 m-Brücken.

Reihe quer zur Brückenachse sollten 500 mm hohe I-Profile gesetzt werden, zwischen denen in der Brückenlängsrichtung I NP 38 gespannt waren. Auf diesen waren wieder in der Querrichtung I 25 B angeordnet, welche schließlich die Auflager der Fachwerküberbauten trugen (Abb. 15). Beim Rammen der neuen Pfähle zeigte sich aber, daß diese nachträglichen Arbeiten recht schwierig waren; die Pfähle gingen teils schief, teils zogen sie nicht und waren nicht auf die nötige Tiefe hinabzubringen. Es erschien deshalb notwendig, vor Aufbringung des Verteilungsrostes noch zwischen je zwei der ursprünglich geplanten Reihen von 3 Pfählen je zwei weitere Verstärkungspfähle zu setzen. Diese wurden am Kopf durch ⊐-Eisenzangen verbunden, die gegen die Holzzangen der nebenstehenden Pfahlreihen durch Holzkeile abgesteift wurden. Um

auch diese Pfähle an der Lastaufnahme zu beteiligen, blieb schließlich nichts übrig, als die ⊐-Eisenzangen gegen die Längsträger der Verteilungsroste durch Eisenkeile zu verspannen.

Um zu verhüten, daß größere Bewegungen der Überbauten in der Längsrichtung, welche vielleicht durch starke Stöße anfahrender Schiffe oder größerer treibender Eisschollen oder auch bei Packeis entstehen konnten, von einem einzigen Pfahljoch aufgenommen werden mußten, wurden von der Baubehörde Längsverbindungen der Überbauten untereinander vorgeschrieben. Sie bestehen aus ⊐-Eisenstücken, welche bei den Fachwerküberbauten den Untergurtendknoten des einen mit dem des nächsten, bei den Walzträgern die aneinander stoßenden Trägerstege miteinander verbinden. An der Seite des festen Auflagers waren sie fest mit dem Überbau vernietet, auf der des beweglichen durch Langlöcher angeschlossen. Während also die natürliche Ausdehnung und Bewegung des Überbaues durch die Verbindung nicht behindert wurde, wurden Bewegungen eines Überbaues, welche das durch die Langlöcher zugelassene natürliche Maß überschritten, nicht nur von dem an seinem festen Auflager liegenden Pfahljoch aufgenommen, sondern auch auf die angrenzenden übertragen.

Die Pfahljoche selbst wurden gegen die Eisgefahr durch Bohlenverschalung und Blechverkleidung geschützt und durch unmittelbar davorgesetzte Eisbrecher gesichert (Abb. 16); eine zweite Reihe von solchen wurde in den beiden Hauptstromstrichen angeordnet; sie lag etwa 60 m oberhalb der Brücke und bestand in vor jedem zweiten Pfahljoch liegenden Eisbrechern. Die Pfahljoche und Eisbrecher wurden von der Firma Dykerhoff und Widmann ausgeführt.

Die für den Einbau der Fachwerköffnungen notwendig werdenden Transporte mußten sich naturgemäß über den für den ursprünglichen Bauentwurf geplanten Zeitpunkt hinausziehen. Es wurde daher, um von diesem und etwa eintretendem Eisgang unabhängig zu sein, für den Transport der Bauteile der Fachwerkbrücken zur Baustelle auf dem linken Weichselufer ein Schmalspurgleis verlegt, welches in Rignowo den Anschluß an eine inzwischen gebaute Feldbahn der Militärbehörde erreichte und damit eine Verbindung mit dem Bahnhof Lowicz herstellte.

Infolge der während des Baues erforderlich gewordenen Änderungen des ursprünglichen Entwurfes war die Fertigstellung bis zu dem ursprünglich geplanten Zeitpunkt, dem 15. Januar, nicht möglich, namentlich da noch Hochwasser und Eisgänge hinzukommen. Die Brücke konnte daher erst am 20. April 1916 dem Verkehr übergeben werden. Das Gewicht der eingebauten Eisenkonstruktionen betrug 3717 t. Hierzu kamen noch 16,4 t vom Mechanismus der Hubbrücken.

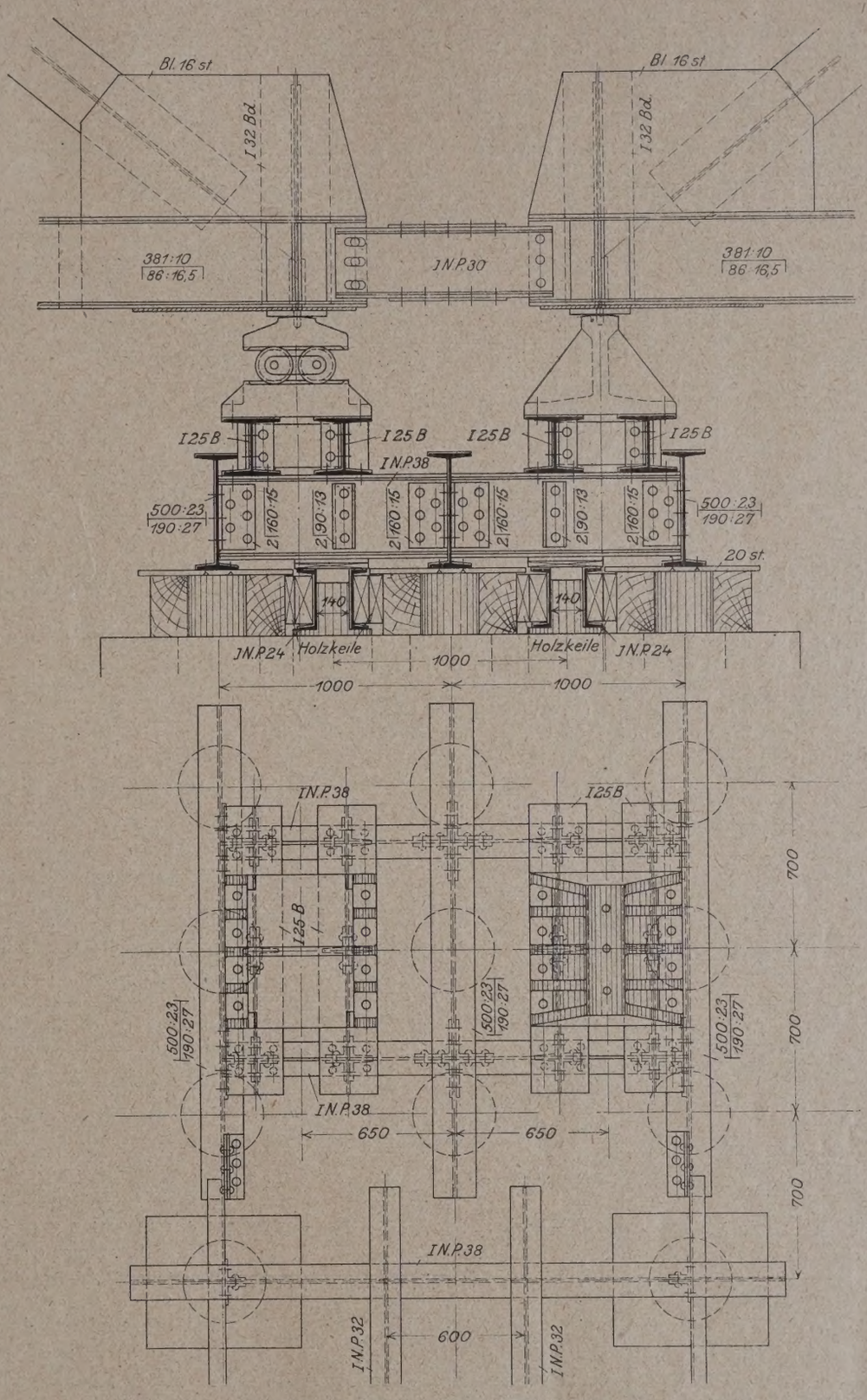


Abb. 15. Auflagerung der 60 m-Brücken.

VERFAHREN ZUR GENÄHERTEN BERECHNUNG EINFACH BEWEHRTER PLATTENBALKEN.

Von Privatdozent Prof. Dr.-Ing. Birkenstock, Berlin.

Der Querschnitt einer vollen Platte (Abb. 1) sei beansprucht durch ein Moment M. Durch x_0 sei die Nullinie festgelegt. Die Betonspannung betrage σ_{b0}, die Eisenspannung σ_{e0}[1]). Läßt man das gleiche Moment auf einen Plattenbalken

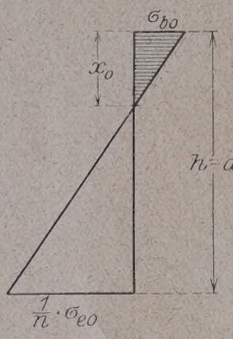


Abb. 1.

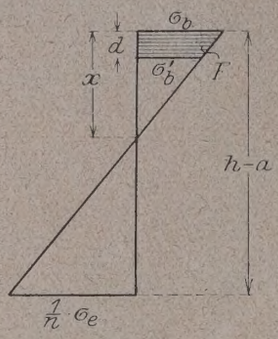


Abb. 2.

(Abb. 2) von gleicher Plattenbreite b, gleicher Höhe h − a, gleicher Bewehrung f_e und von der Plattendicke d einwirken, so entsteht eine Betonspannung σ_b. Die Nullinie liege jetzt um x von der Oberkante des Balkens entfernt. Die Spannung in den Eisen sei σ_e. Da, wie bekannt, σ_e und σ_{e0} nur unwesentlich verschieden sind, darf Gleichheit dieser Spannungen angenommen werden. (In Wirklichkeit ist $\sigma < \sigma_{e0}$.)

Alsdann müssen mit großer Näherung auch die Druckkräfte einander gleich sein, mithin:

$$\frac{1}{2}\,\sigma_{b0}\,x_0 = \frac{1}{2}\,(\sigma_b + \sigma_b')\,d,$$

oder

$$\sigma_{b0}\,x_0 = (\sigma_b + \sigma_b')\,d.$$

Man setze nun

$$x_0 = m\,d \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad (1$$

wo m eine ganze oder gebrochene Zahl bedeutet.

Mit

$$\sigma_b' = \sigma_b\,\frac{x-d}{x}$$

folgt

$$\sigma_{b0}\,m\,d = \left(\sigma_b + \sigma_b\,\frac{x-d}{x}\right)d$$

oder

$$m\,\sigma_{b0} = \sigma_b\left(2 - \frac{d}{x}\right).$$

Da nun

$$x > m\,d \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad (2$$

so folgt

$$m\,\sigma_{b0} > \sigma_b\left(2 - \frac{1}{m}\right)$$

oder

$$\sigma_{b0} > \frac{2m-1}{m^2}\,\sigma_b \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad (3$$

Da die Eisenspannung σ_e des Plattenbalkens um etwas kleiner ausfällt als die der gleich hohen Platte, so ist auch die resultierende Druckkraft der Betonspannungen noch etwas kleiner als bei der vollen Platte. Die Nichtbeachtung dieses Umstandes bei Herleitung der Formel (3) trägt zur Verstärkung der Ungleichheit noch ein geringes bei.

Man setze nun $x = x_0$, so daß die Ungleichung (3) übergeht in die Gleichung:

$$\sigma_{b0} = \alpha\,\sigma_b, \text{ wo } \alpha = \frac{2m-1}{m^2} \quad \ldots\ldots\ldots \quad (4$$

[1]) Alle Bezeichnungen, die sich auf die volle Platte beziehen, haben den Index 0 erhalten.

Man hat dann hinsichtlich der Betonspannung σ_b etwas zu ungünstig gerechnet, da der wahre Wert von σ_b in Wirklichkeit etwas kleiner ist als er errechnet wird. Der Unterschied ist jedoch selbst bei großer Differenz $x - x_0$ gering, wie sich aus nachstehender Betrachtung ergibt.

Nach Abb. 2 verhält sich:

$$x^2 : (x-d)^2 = \frac{1}{2}\,\sigma_b\,x : \frac{1}{2}\,\sigma_b'\,(x-d).$$

Hieraus:

$$\frac{x^2}{x^2-(x-d)^2} = \frac{\frac{1}{2}\,\sigma_b\,x}{\frac{1}{2}\,\sigma_b\,x - \frac{1}{2}\,\sigma_b'\,(x-d)} = \frac{\frac{1}{2}\,\sigma_b\,x}{F},$$

wo F den Inhalt des Spannungsdiagramms bedeutet. Mithin

$$\sigma_b = 2\,F\,\frac{x}{x^2-(x-d)^2} = \frac{2F}{d\left(2-\frac{d}{x}\right)} \quad \ldots\ldots \quad (5$$

Ändert sich nun x, jedoch so, daß die resultierende Druckkraft der Betonspannungen konstant bleibt, so wird sich auch σ_b ändern. Durch Differentiation der Gleichung (5), wobei F als Konstante zu behandeln ist, folgt[2]):

$$\partial\,\sigma_b = \frac{2F}{d}\,\partial\left(\frac{1}{2-\frac{d}{x}}\right) = -\frac{2F}{4x^2-4xd+d^2}\,\partial x.$$

Für kleine endliche Werte darf man an Stelle des Differentialzeichens das Δ-Zeichen setzen, weshalb

$$\Delta\,\sigma_b = -\frac{2F}{4x^2-4xd+d^2}\,\Delta x \quad \ldots\ldots\ldots \quad (6$$

Man trage nun x als Abszisse und σ_b als Ordinate auf. Die Darstellung der durch Gleichung (5) ausgedrückten Funktion ergibt dann eine Hyperbel, deren Asymptoten parallel dem rechtwinkligen Achsenkreuz sind. An den für die praktische Auswertung in Frage kommenden Stellen nähert sich die Kurve bereits so sehr ihrer horizontalen Asymptote, daß die Hyperbelfunktion hier als geradlinig angesehen werden kann. Die Gleichung (6) darf daher mit ausreichender Annäherung selbst auf größere endliche Werte Δx angewendet werden, wie das folgende Beispiel zeigt.

Eine Platte, die durch ein Moment M = 15 200 kgm beansprucht sei, besitze die Abmessungen:

$$b = 80 \text{ cm}; \quad h - a = 88 \text{ cm}; \quad f_e = 15{,}6 \text{ cm}^2.$$

Hiermit ergibt sich:

$$x_0 = 20 \text{ cm}; \quad \sigma_{b0} = 23{,}6 \text{ kg/cm}^2; \quad \sigma_{e0} = 1200 \text{ kg/cm}^2.$$

Man lasse nun dasselbe Moment auf einen Plattenbalken von gleichen Abmessungen, jedoch mit der Plattenstärke d = 8 cm wirken.

Dann ermittelt sich:

$$x = 26{,}5 \text{ cm}; \quad \sigma_b = 33{,}4 \text{ kg/cm}^2; \quad \sigma_e = 1160 \text{ kg/cm}^2,$$

$$\Delta x = x_0 - x = 20{,}0 - 26{,}5 = -6{,}5 \text{ cm}$$

und ferner:

$$\sigma_b' = \sigma_b\,\frac{x-d}{x} = 33{,}4 \cdot \frac{26{,}5-8}{26{,}5} = 23{,}3 \text{ kg/cm}^2,$$

so daß

$$F = \frac{1}{2}\,(\sigma_b + \sigma_b')\,d = \frac{1}{2}\,(33{,}4 + 23{,}3)\,8 = 227 \text{ kg/cm}.$$

[2]) Das partielle Differentialzeichen wurde gewählt, um eine Verwechselung mit der Plattenstärke d zu vermeiden.

Mithin

$$\Delta\sigma_b = -\frac{2\cdot 227}{4\cdot 26{,}5^2 - 4\cdot 26{,}5\cdot 8 + 8^2}\Delta x = -0{,}226\,\Delta x$$

$$= +0{,}226\cdot 6{,}5 = +1{,}5\ \text{kg/cm}^2.$$

Einer fehlerhaften Abnahme von x um 6,5 cm $= \sim \frac{1}{4}$ x entspricht demnach eine Zunahme der Betonspannung von nur 1,5 kg/cm².

Selbst sehr hohe Werte von Δx haben nur eine geringfügige Erhöhung der Betonspannung im Gefolge, wie auch das folgende Beispiel beweisen möge. Dieses behandelt einen Querschnitt, der insofern als ein „Zerrbild" anzusehen ist, als er bei einer Höhe h—a = 300 cm nur eine Plattenbreite von b = 50 cm und nur eine Plattenstärke d = 8 cm besitzen soll. Das Moment betrage M = 50 000 kg · m, die Bewehrung sei f_e = 14,7 cm².

Für den vollen Querschnitt gilt:

x_0 = 47,2 cm; σ_{b0} = 14,8 kg/cm²; σ_e = 1195 kg/cm².

Für den Plattenbalken gilt, unter Vernachlässigung der Betonspannungen im Steg, die hier zwar nicht zulässig ist, aber des Vergleiches halber beibehalten werden muß:

x = 109 cm; σ_b = 43,6 kg/cm²; σ_e = 1148 kg/cm²,

$$\sigma_b' = 43{,}6\cdot\frac{109-8}{109} = 40{,}4\ \text{kg/cm}^2,$$

$$F = \frac{1}{2}(43{,}6 + 40{,}4)\,8 = 336\ \text{kg/cm}.$$

Setzt man x = x_0 = 47,2 cm, so folgt nach Gleichung (5):

$$\sigma_b = \frac{2\cdot 336}{8\left(2-\frac{8}{47{,}2}\right)} = 45{,}8\ \text{kg/cm}^2,$$

also trotz des großen Wertes Δx = 47,2 — 109,0 = — 61,8 cm eine Betonspannung, die von der genauen Größe, welche 43,6 kg/cm² beträgt, praktisch nur wenig abweicht.

Setzt man daher allgemein x gleich dem kleineren x_0, so erhält man σ_b etwas zu groß, ein Umstand, welcher der Sicherheit der Rechnung zugute kommt. Die allgemeine Giltigkeit der Formel (4) ist damit dargetan. Danach gehört zu einem bestimmten Verhältnis

$$m = \frac{x_0}{d} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad (7$$

das Spannungsverhältnis

$$\alpha = \frac{\sigma_{b0}}{\sigma_b} = \frac{2m-1}{m^2} \quad \ldots\ldots\ldots \quad (8$$

Für fortschreitende Werte von m, beginnend mit m = 1 (d. h. Nullinie in Unterkante Platte), wurde hiernach die folgende Tabelle berechnet.

$\frac{x_0}{d}$	$\frac{\sigma_{b0}}{\sigma_b}$	$\frac{x_0}{d}$	$\frac{\sigma_{b0}}{\sigma_b}$	$\frac{x_0}{d}$	$\frac{\sigma_{b0}}{\sigma_b}$	$\frac{x_0}{d}$	$\frac{\sigma_{b0}}{\sigma_b}$	$\frac{x_0}{d}$	$\frac{\sigma_{b0}}{\sigma_b}$
1,0	1,000	2,0	0,750	3,0	0,556	4,0	0,437	5,0	0,360
1,1	0,993	2,1	0,726	3,1	0,541	4,1	0,428	5,1	0,354
1,2	0,970	2,2	0,703	3,2	0,527	4,2	0,419	5,2	0,348
1,3	0,947	2,3	0,681	3,3	0,514	4,3	0,411	5,3	0,342
1,4	0,919	2,4	0,660	3,4	0,502	4,4	0,403	5,4	0,336
1,5	0,889	2,5	0,640	3,5	0,489	4,5	0,395	5,5	0,331
1,6	0,860	2,6	0,622	3,6	0,478	4,6	0,387	5,6	0,326
1,7	0,831	2,7	0,604	3,7	0,466	4,7	0,380	5,7	0,320
1,8	0,804	2,8	0,587	3,8	0,456	4,8	0,373	5,8	0,316
1,9	0,776	2,9	0,571	3,9	0,446	4,9	0,366	5,9	0,311

Wenn x_0 bereits bekannt ist, so läßt sich für das gegebene Verhältnis $\frac{x_0}{d}$ mittels vorstehender Tabelle der zugehörige Wert $\sigma_{b0} = \alpha\,\sigma_b$ bestimmen.

Soll z. B. für $\frac{x_0}{d} = 3{,}4$ die Spannung im Plattenbalken σ_b = 30 kg/cm² werden, so folgt

$$\sigma_{b0} = \alpha\,\sigma_b = 0{,}502\cdot 30 = 15\ \text{kg/cm}^2.$$

Wenn weiter σ_e = 1200 kg/cm² betragen soll, so ermittle man für die zugehörigen Spannungen σ = 15/1200 in der üblichen Weise:

$$h - a = r\sqrt{\frac{M}{b}}$$

wie bei der vollen Platte und weiß dann, daß σ_b des Plattenbalkens, der die Höhe h—a besitzt, den zugelassenen Wert von 30 kg/cm² nicht überschreitet.

Somit ist die Berechnung eines Plattenbalkens auf die einer vollen Platte zurückgeführt. Die erforderliche Eisenmenge kann genähert bestimmt werden aus:

$$f_e = t\sqrt{M\,b}$$

oder, besser, mit Hilfe der bekannten Näherungsformel:

$$f_e = \sim\frac{M}{\sigma_{e\,zul.}\left(h - a - \frac{d}{2}\right)} \quad \ldots\ldots\ldots \quad (9$$

ermittelt werden, wo $\sigma_{e\,zul.}$ die zulässige Eisenspannung bedeutet.

Es ist nun noch zu zeigen, wie man den Wert x_0, den man bei Gebrauch der Tabelle kennen muß, von vornherein bestimmen kann.

Aus den bekannten Formeln zur Dimensionierung einer vollen Platte:

$$x_0 = s\,(h - a)$$

und

$$h - a = r\sqrt{\frac{M}{b}}$$

folgt

$$x_0 = s\,r\sqrt{\frac{M}{b}} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad (10$$

Entnimmt man die Faktoren s und r einer Entwurfstabelle, so erhält man für nachstehende Spannungsverhältnisse:

σ_{b0}/σ_e =	10/1200	20/1200	25/1200	30/1200	35/1200
s =	0,111	0,200	0,238	0,273	0,304
r =	1,330	0,732	0,604	0,519	0,457

die Produkte:

s r =	0,147	0,146	0,144	0,141	0,139

Der Mittelwert hiervon beträgt s r = 0,144. Er gehört zu dem Spannungswert σ_{b0} = 25, dem eine Betonspannung im Plattenbalken von $\sigma_b > 25$ entsprechen würde. Da für wirtschaftliches Dimensionieren von Plattenbalken im allgemeinen etwa σ_b = 30 kg/cm² anzusehen ist, so kann obiger Mittelwert als zweckmäßig angenommen werden. Aber auch bei niederen oder höheren Betonspannungen σ_b darf, wie auch die am Schlusse angehängten Zahlenbeispiele beweisen, mit einem konstanten Mittelwert gerechnet werden, da eine Ungenauigkeit bei der Annahme von x_0 auf σ_b wenig Einfluß hat. Einem Werte σ_{b0} = 35 entspricht gewöhnlich schon ein $\sigma_b > 40$, das nur in Ausnahmefällen zulässig ist. Aber auch dann genügt der Mittelwert vollständig.

Für die nach den amtlichen Vorschriften zulässigen verschiedenen Eisenspannungen darf daher gesetzt werden:

$$\left.\begin{aligned} x_0 &= 0{,}144\sqrt{\frac{M}{b}};\ \text{gültig für } \sigma_e = 1200\ \text{kg/cm}^2 \\ x_0 &= 0{,}155\sqrt{\frac{M}{b}} \quad \text{„} \quad \text{„} \quad \sigma_e = 1000 \quad \text{„} \\ x_0 &= 0{,}161\sqrt{\frac{M}{b}} \quad \text{„} \quad \text{„} \quad \sigma_e = 900 \quad \text{„} \\ x_0 &= 0{,}173\sqrt{\frac{M}{b}} \quad \text{„} \quad \text{„} \quad \sigma_e = 750 \quad \text{„} \end{aligned}\right\} \quad \ldots\ldots \quad (11$$

Bei vorstehendem Verfahren konnte, wie gezeigt, der Wert x umgangen werden. Auch bei Ermittlung der Schubspannungen braucht man ihn nicht, wenn man rechnet nach der guten Annäherung:

$$\tau_0 = \frac{Q}{b_0\left(h - a - \frac{d}{2}\right)}, \quad \ldots\ldots\ldots\ldots (12$$

wo b_0 die gewählte Stegbreite bedeutet.

Häufig liegt aus konstruktiven Gründen die Trägerhöhe h − a bereits fest, so daß außer der Bestimmung der Eisenmenge f_e nur noch der Nachweis zu erbringen ist, daß die Betonspannung σ_b unterhalb der zulässigen Grenze bleibt. Auch in diesem Falle läßt sich das Verfahren mit Vorteil anwenden. Es sei in dieser Beziehung auf das am Schluß befindliche zweite Zahlenbeispiel verwiesen.

Bei Anwendung des Verfahrens zeigt es sich, daß man häufig mit kleinen Betonspannungswerten σ_{b0} arbeiten und daher die zugehörigen Werte r kennen muß. In den meisten Lehrbüchern hören die Tabellen bei $\sigma_{b0} = 20$ kg/cm² auf. Die im folgenden mitgeteilte Ergänzung, die auch sonst gute Dienste leisten kann, wird daher zweckmäßig sein. Die Tabelle ist für $\sigma_{e0} = 1000$ bzw. $\sigma_{e0} = 1200$ kg/cm² und für $\sigma_{b0} = 5$ bis 20 kg/cm² berechnet. Unterhalb $\sigma_{b0} = 15$ wachsen die Werte r sehr stark, so daß noch Spannungsunterschiede von 0,5 kg/cm² berücksichtigt worden sind.

Ergänzte Dimensionierungstabelle.

$\sigma_{e0} = 1000$ kg/cm²				$\sigma_{e0} = 1200$ kg/cm²			
σ_{b0} kg/cm²	r	σ_{b0} kg/cm²	r	σ_{b0} kg/cm²	r	σ_{b0} kg/cm²	r
20	0,686	11	1,16	20	0,732	11	1,25
19	0,716	10,5	1,21	19	0,765	10,5	1,31
18	0,753	10	1,26	18	0,804	10	1,37
17	0,789	9,5	1,33	17	0,846	9,5	1,44
16	0,835	9	1,39	16	0,892	9	1,51
15	0,881	8,5	1,47	15	0,944	8,5	1,60
14,5	0,906	8	1,56	14,5	0,976	8	1,69
14	0,934	7,5	1,65	14	1,01	7,5	1,79
13,5	0,964	7	1,76	13,5	1,04	7	1,91
13	1,00	6,5	1,89	13	1,07	6,5	2,06
12,5	1,03	6	2,03	12,5	1,12	6	2,21
12	1,07	5,5	2,21	12	1,16	5,5	2,41
11,5	1,11	5	2,42	11,5	1,20	5	2,64

An einigen Zahlenbeispielen möge das Verfahren noch erläutert werden. Es wurden dabei verschiedene Spannungswerte zugrunde gelegt und auch verschiedenartige Trägerformate berücksichtigt. Durchweg wurden mäßige Plattenstärken verwendet, damit die Nullinie möglichst weit aus der Platte heraustritt und somit die allgemeine Gültigkeit des Verfahrens gezeigt werden kann.

1. Beispiel.

Gegeben: $M = 35\,000$ kg·m, $d = 10$ cm, $b = 160$ cm $= 16\,d$, $\sigma_{zul.} = 35/1000$ kg/cm².

Gesucht: $h - a = ?$, $f_e = ?$

Lösung:

Nach Gleichung (11) ist bei der zulässigen Eisenspannung $\sigma_e = 1000$ kg/cm² zu setzen:

$$x_0 = 0{,}155\sqrt{\frac{M}{b}} = 0{,}155\sqrt{\frac{35\,000}{1{,}60}} = 0{,}155 \cdot 148 = 23 \text{ cm},$$

daher

$$\frac{x_0}{d} = \frac{23}{10} = 2{,}3.$$

Hierzu gehört nach der Tabelle

$$\frac{\sigma_{b0}}{\sigma_b} = 0{,}681,$$

so daß

$$\sigma_{b0} = 0{,}681\ \sigma_{b\,zul.} = 0{,}681 \cdot 35 = \sim 24 \text{ kg/cm}^2.$$

Zu $\sigma = 24/1000$ gehört laut Dimensionierungstabelle:

$$h - a = r\sqrt{\frac{M}{b}} = 0{,}588 \cdot 148 = 87 \text{ cm}.$$

Nach Gleichung (9):

$$f_e = \frac{M}{\sigma_{e\,zul.}\left(h - a - \frac{d}{2}\right)} = \frac{3\,500\,000}{1000\left(87 - \frac{10}{2}\right)} = 42{,}6 \text{ cm}^2.$$

Nachweis der genauen Spannungen:

$$x = \frac{n f_e (h-a) + \frac{b\,d^2}{2}}{n f_e + b\,d} = \frac{15 \cdot 42{,}6 \cdot 87 + \frac{160 \cdot 10^2}{2}}{15 \cdot 42{,}6 + 160 \cdot 10} = 28{,}4 \text{ cm};$$

$$z = h - a - \frac{d}{3} \cdot \frac{3x - 2d}{2x - d} = 87 - \frac{10}{3} \cdot \frac{3 \cdot 28{,}4 - 2 \cdot 10}{2 \cdot 28{,}4 - 10} = 82{,}3 \text{ cm};$$

$$\sigma_e = \frac{M}{f_e z} = \frac{3\,500\,000}{42{,}6 \cdot 82{,}3} = 998 \text{ kg/cm}^2;$$

$$\sigma_b = \sigma_e \frac{x}{n(h - a - x)} = 998 \frac{28{,}4}{15(87 - 28{,}4)} = 32{,}2 \text{ kg/cm}^2.$$

Die zugelassene Betonspannung von 35 kg/cm² wird, wie man sieht, nicht ganz erreicht, man hat also sicher gerechnet.

Die Trägerhöhe möge nun bestimmt werden für das zulässige Spannungsverhältnis $\sigma = 30/1200$.

$$x_0 = 0{,}144\sqrt{\frac{M}{b}} = 0{,}144 \cdot 148 = 21{,}3 \text{ cm};$$

$$\frac{x_0}{d} = \frac{21{,}3}{10} = 2{,}13$$

Nach Tabelle:

$$\sigma_{b0} = 0{,}726 \cdot 30 = \sim 22 \text{ kg/cm}^2.$$

Zu $\sigma = 22/1200$ gehört:

$$h - a = 0{,}674\sqrt{\frac{M}{b}} = 0{,}674 \cdot 148 = 99 \text{ cm}.$$

$$f_e = \frac{M}{\sigma_{e\,zul.}\left(h - a - \frac{d}{2}\right)} = \frac{3\,500\,000}{1200\left(99 - \frac{10}{2}\right)} = 31 \text{ cm}^2.$$

Die genauen Werte sind:

$x = 26{,}4$ cm; $z = 94{,}4$ cm;
$\sigma_e = 1196$ kg/cm²; $\sigma_b = 29$ kg/cm².

Ferner möge das Spannungsverhältnis $\sigma_{zul.} = 40/1200$ zugrunde gelegt werden. Dann ist wie vorher $\frac{x_0}{d} = 2{,}13$ und weiter:

$$\sigma_{b0} = 0{,}726 \cdot 40 = 29 \text{ kg/cm}^2.$$

Für $\sigma = 29/1200$ wird:

$$h - a = 0{,}534 \cdot 148 = 79 \text{ cm},$$

$$f_e = \frac{3\,500\,000}{1200\left(79 - \frac{10}{2}\right)} = 39{,}4 \text{ cm}^2.$$

Die genauen Werte sind:

$x = 25$ cm; $z = 74{,}4$ cm,
$\sigma_e = 1195$ kg/cm²; $\sigma_b = 37$ kg/cm².

Schließlich entsteht für $\sigma_{zul.} = 20/1200$:

$$\sigma_{b0} = 0{,}726 \cdot 20 = 14{,}5 \text{ kg/cm}^2.$$

Zu $\sigma = 14{,}5/1200$ gehört:

$$h - a = 0{,}976 \cdot 148 = 144 \text{ cm},$$

$$f_e = \frac{3\,500\,000}{1200\left(144 - \frac{10}{2}\right)} = 21 \text{ cm}^2.$$

Die genauen Werte sind:

$$x = 28 \text{ cm}; \quad z = 139{,}4 \text{ cm},$$
$$\sigma_e = 1195 \text{ kg/cm}^2; \quad \sigma_b = 19{,}3 \text{ kg/cm}^2.$$

Aus den 4 Variationen vorstehenden Beispiels ersieht man, daß die Näherungswerte von σ_b stets etwas unterhalb der zulässigen Grenze bleiben. Die Übereinstimmung ist um so besser, je niedriger die zugelassene Betonspannung ist.

2. Beispiel (breite Platte, hoher Steg).

Gegeben:

$$M = 180\,000 \text{ kgm},$$
$$d = 15 \text{ cm},$$
$$b = 240 \text{ cm} = 16\,d,$$
$$h = 318 \text{ cm},$$
$$\sigma_{e\,zul.} = 1200 \text{ kg/cm}^2.$$

Gesucht $\sigma_b = ?$, $f_e = ?$

Lösung:

Aus: $$h - a = r\sqrt{\frac{M}{b}}$$

folgt zunächst:

$$r = \frac{h-a}{\sqrt{\frac{M}{b}}} = \frac{318}{\sqrt{\frac{180\,000}{240}}} = \frac{318}{274} = 1{,}16.$$

Zu $r = 1{,}16$ und $\sigma_{e0} = 1200$ gehört nach der Tabelle die Betonspannung $\sigma_{b0} = 12$ kg/cm².

Nun ist für $\sigma_e = 1200$ kg/cm²:

$$x_0 = 0{,}144\sqrt{\frac{M}{b}} = 0{,}144 \cdot 274 = 39{,}5 \text{ cm}.$$

Zu $$\frac{x_0}{d} = \frac{39{,}5}{15} = 2{,}63$$

gehört aber $$\frac{\sigma_{b0}}{\sigma_b} = 0{,}62,$$

so daß $$\sigma_b = \frac{\sigma_{b0}}{0{,}62} = \frac{12}{0{,}62} = 19{,}4 \text{ kg/cm}^2,$$

$$f_e = \frac{M}{\sigma_{e\,zul.}\left(h - a - \frac{d}{2}\right)} = \frac{18\,000\,000}{1200\left(318 - \frac{15}{2}\right)} = 48{,}4 \text{ cm}^2.$$

Die Nachrechnung ergibt:

$$x = 59{,}6 \text{ cm}; \quad z = 311 \text{ cm},$$
$$\sigma_e = 1195 \text{ kg/cm}^2; \quad \sigma_b = 18{,}4 \text{ kg/cm}^2.$$

Die Nachprüfung ergibt auch hier wieder eine Betonspannung, die etwas kleiner ist als das Näherungsverfahren ergibt.

3. Beispiel (schmale, dünne Platte, hoher Steg).

Gegeben:

$$M = 60\,000 \text{ kg},$$
$$d = 10 \text{ cm},$$
$$b = 60 \text{ cm},$$
$$\sigma_{zul.} = 40/1200 \text{ kg/cm}^2.$$

Gesucht: $h - a = ?$, $f_e = ?$

Lösung:

Nach Gleichung (11) ist für die zulässige Eisenspannung $\sigma_e = 1200$ kg/cm² zu setzen:

$$x_0 = 0{,}144\sqrt{\frac{M}{b}} = 0{,}144\sqrt{\frac{60\,000}{0{,}60}} = 0{,}144 \cdot 316 = 45{,}5 \text{ cm}.$$

Daher $$\frac{x_0}{d} = \frac{45{,}5}{10{,}0} = 4{,}55.$$

Hierzu gehört nach der Tabelle:

$$\frac{\sigma_{b0}}{\sigma_b} = 0{,}39; \quad \text{mithin } \sigma_{b0} = 0{,}39 \cdot 40 = 15{,}6 \text{ kg/cm}^2.$$

Zu $\sigma = 15{,}6/1200$ gehört:

$$h - a = 0{,}91\sqrt{\frac{M}{b}} = 0{,}91 \cdot 316 = 288 \text{ cm}.$$

$$f_e = \frac{M}{\sigma_{e\,zul.}\left(h - a - \frac{d}{2}\right)} = \frac{6\,000\,000}{1200\left(288 - \frac{10}{2}\right)} = 17{,}7 \text{ cm}^2.$$

Die genauen Werte sind:

$$x = 92 \text{ cm}; \quad z = 283 \text{ cm},$$
$$\sigma_e = 1198 \text{ kg/cm}^2; \quad \sigma_b = 37{,}5 \text{ kg/cm}^2.$$

Vorstehendes Beispiel wurde lediglich gewählt, um daran die gute Übereinstimmung der Näherungsmethode mit dem genauen Rechnungsverfahren darzutun, die selbst in einem so extremen Fall angewendet werden kann. Die Vernachlässigung der Druckspannungen im Stege des Plattenbalkens ist hier jedoch nicht zulässig.

Zusammenfassung.

Das geschilderte Verfahren dient der Ermittlung einfach bewehrter Plattenbalkenquerschnitte, deren Druckspannungen im Steg vernachlässigt werden dürfen. Auch kann das Verfahren zur Nachprüfung gegebener Querschnittsabmessungen benutzt werden. Es lehnt sich eng an die Dimensionierung voller Platten an. Demgemäß wird die bekannte Tabelle, welche die Koeffizienten r und t enthält, zur Dimensionierung herangezogen. Eine andere Tabelle gibt Aufschluß über das Verhältnis zwischen den Betonspannungen in der vollen Platte und im gleich hohen Plattenbalken, wobei die Lage der Nullinie nach Gleichung (11) genähert bestimmt wird. Die Eisenmenge wird in allen Fällen mittels der Näherungsformel

$$f_e = \frac{M}{\sigma_{e\,zul.}\left(h - a - \frac{d}{2}\right)}$$

bestimmt. Wie die Beispiele zeigen, ist das Verfahren auf praktische Anwendung zugeschnitten. Die tatsächliche Betonspannung im Plattenbalken bleibt etwas unter dem vorausgesetzten Wert, so daß man stets sicher rechnet. Die Abweichung beträgt höchstens 2—3 kg/cm².

LITERATURSCHAU.

Gesammelt und geordnet von Regierungsbaumeister Dr.-Ing. W. Kunze, Privatdozent, Dresden.

Baustoffkunde.

355. Betonzerstörungen bei Wasserbauten. Im Tiefbau 1921, Nr. 20, werden zwei Abb. von amerikanischen Betonwasserbauten (Brücken) gezeigt, die sehr erhebliche Zerstörungen aufweisen. Der Berichterstatter führt derartige Erscheinungen auf die zum Teil bei der Errichtung der Bauwerke übliche alleinige Verwendung von wenig feuchtem Stampfbeton zurück, die poröse Masse lieferte und so eine fortdauernde Durchwässerung der Baukörper begünstigte. Gußbeton hat sich weit besser erhalten.

356. Einige Anregungen für die Versuchsanstalten. Von Dr.-Ing. K. Daeves, Bismarckhütte (O.-S.). Stahl und Eisen 1921, Heft 14, S. 476—77.

357. Versuche über das Verhalten von Schweißeisen und Flußeisen in der Kälte bei plötzlicher Beanspruchung. Stahl und Eisen 1921, Nr. 10, S. 333—337.

358. Flockenstellen, Querisse in Schienen und Fehler in autogenen Schweißungen. Stahl und Eisen 1921, Heft 14. S. 478—480. Von Dr.-Ing. E. H. Schulz.

359. Die Festigkeit von Hochofenschlacke. Von Prof. H. Burchartz, Berlin-Lichterfelde. Veröffentlichung von 4 Seiten Umfang mit 4 Tabellen in Stahl und Eisen 1921, Heft 14.

360. Leichtbeton. Mitteilung über den in Amerika für Schiffbauzwecke hergestellten zementreichen Leichtbeton. Baumarkt 1921, Nr. 13.

361. Poröser Beton. Seine Erzeugung durch das mit Zinkstaub arbeitende Patent Grosche (327 907) wird besprochen im Baumarkt 1921, Nr. 13, S. 210.

362. Einheitliche Baumaschine. Ing. Frch. Merkel führt in der Z. d. österr. Ing. u. Arch.-Ver. 1921, Heft 14, S. 89—91 eine vielseitig zu verwendende, umbaubare Baumaschine vor.

Vgl. außerdem 383, betr. Schotterwerk.

Statik und Festigkeitslehre.

363. Knickung und Biegung. Von Ministerialrat Dr.-Ing. Ellerbeck, Berlin. Zentralbl. d. Bauw. 1921, Nr. 25, S. 156—159.

364. Neue Untersuchungen zur Erddrucktheorie. Mit 50 Abb. Von Regierungsbaumeister Dr.-Ing. Albert Freund, Essen. Zeitschr. f. Bauwesen 1921, Heft 1—3.

365. Vereinfachte Auftragung von Momentenlinien. Die Momentenwurzellinien. Von Ing. Oskar Herz, Wien, Z. d. österr. Ing.- und Arch.-Ver. 1921, Nr. 14, S. 91—93.

Vgl. außerdem 388, Nakonz, Schrägeisen.

Brückenbau.

a) Allgemeines.

— — — —

b) Hölzerne Brücken.

— — — —

c) Stein- und Betonbrücken.

— — — —

d) Eisenbetonbrücken.

— — — —

e) Eiserne Brücken.

— — — —

Hochbaukonstruktionen und Zementwaren.

366. Wolkenkratzer, Turmbauten, Hochhäuser. 4 Buchbesprechungen von Dr.-Ing. Albert Gut, München. Die Bücher von Rappold 1913, Stöhr 1921, Wittig 1918 und 1920, und Möhring 1921 werden in Vergleich gestellt und gemeinsam auf 1½ Seite besprochen im Zentralbl. d. Bauv. 1921, Nr. 23, S. 145—146.

367. Höhenbeschränkung vielgeschossiger Häuser in New York. Das Zentralbl. d. Bauv. (1921, Nr. 19, S. 113—115) erwirbt sich das Verdienst, zur rechten Zeit auf die sehr erheblichen Nachteile der Turmhäuser hinzuweisen und nach Stübben (D. B.-Ztg. 1915, S. 461), die Ergebnisse der Untersuchungen des Heights of Buildings-Committees mitzuteilen. New York hat sich gezwungen gesehen, dem wilden Hochtreiben der Gebäude Grenzen zu setzen und Planmäßigkeit unter Rücksichtnahme auf Leben und Gesundheit der Bewohner einzuführen.

368. Nagelbare Bausteine. Mitteilung über einen aus Bimssand und -kies nach Art der Kalksandsteine erzeugten nagelbaren Baustein von großer Festigkeit (Patent Hambloch 326 963). Baumarkt 1921, Nr. 13, S. 210.

369. Neue Sparbauwand. Körper aus Ziegel- oder Zementware. Von Ing. Gustav Jünemann, Tonind.-Ztg. 1921, Nr. 42.

370. Prüfungsfragen im Lehmbau. Einfluß der Feuchtigkeit. Von Reg.-Baumstr. Amos. Tonind.-Ztg. 1921, Nr. 62, S. 341—342.

371. Torfstreu als Wärmeschutz. Von Geh. Baurat Noack, Berlin. Zentralblatt d. Bauv. 1921, Nr. 21, S. 129—130.

Gründungsarbeiten usw.

— — — —

Wasserbau.

Gewässerkunde und Wasserwirtschaft, Wasserrecht, Wasserbewegung.

372. Die Bedeutung des Verhältnisses zwischen Niederschlag und Abfluß. Von Karl Fischer, Berlin. ½ Seite im Zentralbl. d. Bauv. 1921, Nr. 28.

Flußbau, Kanalbau, Seebau, Hafenbau, Schleusenbau.

373. Antwerpen, Rotterdam und ein Rhein—Maas—Schelde-Kanal. Von Ottmann, Zentralbl. d. Bauv. 1921, Nr. 21, S. 125—126.

374. Hölzerne Leitwerke am Dortmund—Ems-Kanal. Mit 8 Abb. Von Reg.- und Baurat Dr.-Ing. Ellerbeck, Berlin, und Regierungs- und Baurat Marizy in Meppen. Ztschr. f. Bauwesen 1921, Nr. 74, S. 152.

Wehre, Talsperren, Wildbachverbauungen, Wasserkraftanlagen, Bewässerungen usw.

375. Beitrag zur Frage der Donauwasserkraftausnutzung. Von Ministerialrat Ing. Ludwig Brandl, Baudirektor der n. ö. Donau-Regulierungskommission. Österr. Monatsschr. f. d. öffentl. Baudienst 1921, Heft 4, 8½ S.

376. Wasserkräfte in Nordtirol. Von Ing. K. Innerebner, Innsbruck. Z. d. österr. Ing.- u. Arch.-Vereins 1921, Heft 1, 2 und 13.

377. Zementrohre für Druckleitungen. Kurze Mitteilung über die Druckrohrleitung der Perlmooser Zementfabrik (Tirol) im Baumarkt 1921, Nr. 13, S. 210.

378. Über Talsperren, ihre wirtschaftliche Bedeutung und ihre Anlage. Von Ing. Fritz Hoyer, Cöthen. Städt. Tiefbau 1921, Heft 7, S. 51—55.

379. Neue große Entwässerungsanlagen in Holland. Z. d. V. d. I. 1921 und Schweiz. B.-Ztg. vom 2. 4. 1921 (kurze Mitt.).

Vgl. außerdem Nr. 355.

Erdbau, Tunnelbau und Bergbau.

380. Über Herstellung und Verwendung von Bohrlöchern beim Sprengen. Ein Aufsatz über die Bohrtechnik im Steinbruch bei Rodungsarbeiten und im Tunnelbau, der praktische Erfahrungen mitteilt und vor allem zur Einführung für den Neuling geeignet ist. Tiefbau 1921, Nr. 21.

Straßenbau.

381. Die Finanzierung des Chaussee- und Landstraßenbaues. Von Landesbaurat Jordan, Lüneburg. Verkehrstechnik 1921, Nr. 10, S. 125—129.

382. Regelquerschnitt für Straßenbrücken. Es handelt sich um einen Vorschlag, die Verkehrsbreiten der Brücken zu normalisieren. Zentralbl. d. Bauv. 1921, Nr. 24.

385. Ein neuzeitliches Schotterwerk. Besprechung der Steinbrechung mit Maschinenbrecher. Tonind.-Ztg. 1921, Nr. 41, S. 377—378.

Eisenbahnbau und -betrieb.

384. Stoßwirkungen unrunder Bremsräder auf den Eisenbahnoberbau. Von Dr.-Ing. Saller, Oberregierungsrat, Regensburg. Zentralbl. d. Bauv. 1921, Nr. 19 und 20.

385. Wagenantrieb für Ablaufberge. Von Geh. Baurat Heinrich, Z. d. V. d. Eisenb.-Verw. 1921, Nr. 10.

Eisenbetonbau.

386. Zweiter Nachtrag über die Herstellung von Tragwerken aus Eisenbeton oder Beton. Von Ministerialrat Ing. Anton Hafner. Besprechung der neuen Nachträge in der österr. Monatsschrift f. d. öffentl. Baudienst 1921, Heft 4, S. 88—91.

387. Die neuen Eisenbetonvorschriften in Österreich. Ausführliche Besprechung in der Schweizerischen Bau-Ztg. vom 26. März und 2. April 1921 durch Haberkalt.

388. Zur Berechnung der Schrägeisen eines Eisenbetonbalkens. Dr. Walter Nakonz nimmt in einem kurzen Schriftsatze im Z. d. Bauv. 1921, Nr. 20, Stellung zu den von Dr. Sonntag und Baumeister Löser im Bauingenieur 1920 ausgetragenen Fachstreit.

Vgl. außerdem oben Nr. 377.

Eisenbau.

— — — —

Holzbau.

— — — —

Städtebau und städtischer Tiefbau.

389. Angriff des Wassers auf verzinkte Eisenrohre. Städt. Tiefbau 1921, Heft 7, S. 55—56.

Kunst im Ingenieurwesen. — Wirtschaftliches. — Personalnachrichten. — Vereinsnachrichten. — Standesvertretung. — Sonstiges.

390. Die Anlagen des Stahlwerkes Thyssen, A.-G., in Hagedingen (Lothr.). Von Dr.-Ing. e. h. F. Dahl, Honnef. Veröffentlichung mit 15 Abb. und 3 Tafeln anläßlich des 50 jährigen Bestehens des Werkes. Stahl u. Eisen 1921, Heft 13, S. 429.

KURZE TECHNISCHE BERICHTE.

Unterwassertunnelbagger mit Erdförderschleuse.

Von Ing. A. Haag, Nikolassee.

Unterwassertunnelbagger mit Erdförderschleuse erleichtern und sichern den Unterwassertunnelbau unter Erde, indem:

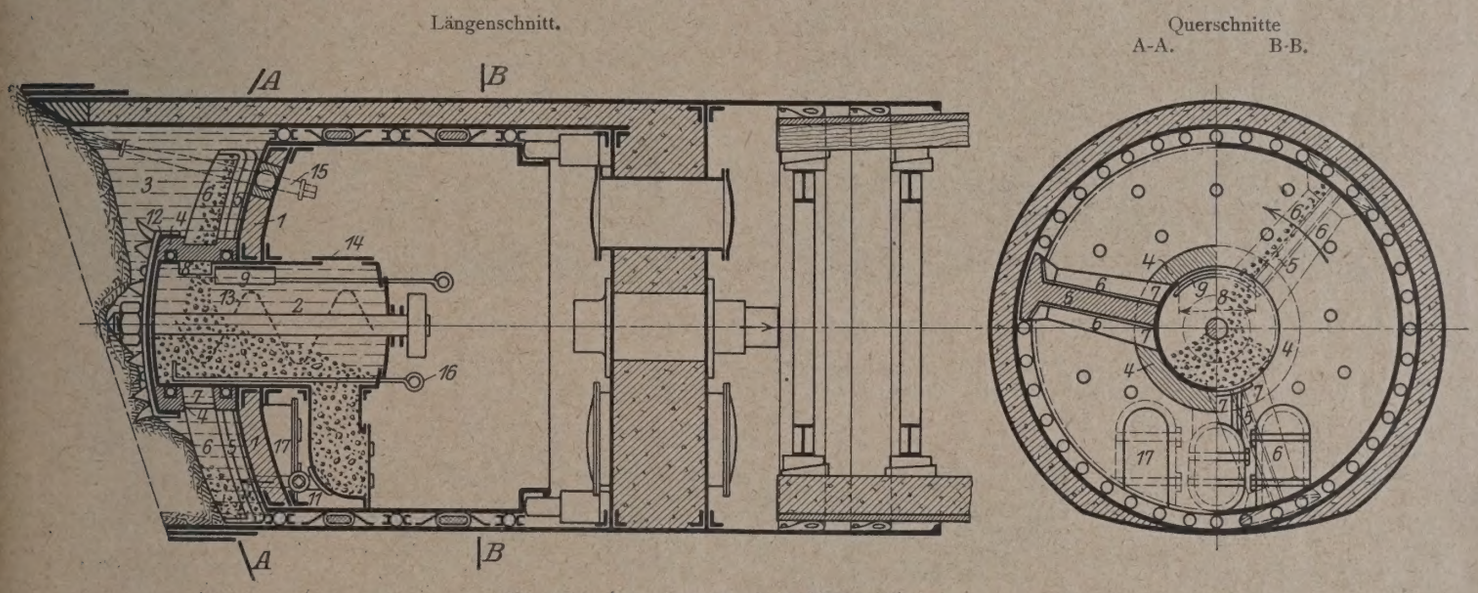
1. bei Tunnelvortrieben mittels ringsum und vorn geschlossener, in jeder Wassertiefe verwendbarer Vortriebrohre oder Tunnelbohrer die Arbeitsräume vom umgebenden Grundwasser abgeschlossen und alle Bauarbeiten im Tunnel in gewöhnlicher Luft ausführbar sind,
2. die Erdmassen aus dem Vorraum vor der bis zur Sohle des Vortriebrohres oder Tunnelbohrers hinabreichenden vorderen Abschlußwand auf maschinellem Wege durch Baggerung und Förderung unter Wasser entfernt werden.

Nur falls die Vortriebpressen zur Überwindung des auf der vorderen Abschlußwand lastenden äußeren Wasserdruckes oder des Widerstandes des Erdreiches gegen den Vortrieb nicht ausreichen, ist der vorderste Teil des Tunnelraumes oder der Innenraum des Tunnelvortriebrohres zeitweilig unter Luftdruck zu setzen, um die Pressen zu entlasten.

In der beigegebenen Zeichnung ist ein ringsum geschlossener Tunnelbohrer mit wälzbarem Bohrzylinder, ähnlich dem in meiner Druckschrift „Grundzüge des Unterwassertunnelbaues" (Verlag von Julius Springer, Berlin, 1916) und in der Zeitschrift „Der Bauingenieur", Jahrgang 1920, Heft 17, S. 501, beschriebenen, dargestellt. Die vordere Abschlußwand (1) des um seine Längsachse im Vortriebrohr wälzbaren Tunnelbohrzylinders ist in der Mitte von einer liegenden, kreiszylindrischen Erdförderschleuse (2) durchsetzt, deren vorderer Teil in den mit Grundwasser gefüllten Vorraum (3) vor der Abschlußwand hineinragt und hier von der Nabe (4) eines Baggerrades umfaßt wird. Von der Baggerradnabe aus reichen ein oder mehrere mit der Nabe verbundene Baggerarme (5) — in der Zeichnung sind 3 Arme gezeichnet — in radialer Richtung, speichenartig, nach außen bis an die Innenfläche des Vortriebrohres. Die Baggerarme sind an ihren äußeren Enden schaufel- oder baggereimerartig ausgebildet. An den Baggerarmen sind Rinnen oder Röhren (6) befestigt, durch die das von den Baggerschaufeln an den Enden der Arme bei der Umdrehung des Baggerrades vom Fuße der Erdböschung im Vorraum (3) hochgehobene Baggergut nach Öffnungen (7) in der Baggerradnabe unter den Rinnen oder Röhren (6) hinabrutscht und durch diese Öffnungen, sowie ferner durch die in der Decke des vorderen Teiles der Erdförderschleuse befindliche Öffnung (8) hindurch in die Erdförderschleuse (2) unter Wasser hineinfällt. Die Öffnung (8) in der Schleusendecke ist vom Inneren des Tunnelbohrzylinders aus mittels eines Schiebers (9) zu schließen und zu öffnen. Am hinteren Ende der Erdförderschleuse ist eine Öffnung im Schleusenboden vorhanden, die ebenfalls durch einen Schieber oder eine Klappe geöffnet und geschlossen werden kann oder an die, wie in der Zeichnung angegeben, ein Entleerungsrohr, eine „Hose" angehängt ist, die sich mit aus der Schleuse herabfallender Erde füllt. Sind Schleuse und Hose mit Erde gefüllt, so wird die Öffnung (8) mit dem Schieber (9) geschlossen und das Wasser aus Schleuse und Hose abgelassen oder durch eingeblasene Druckluft, nach Öffnung des Durchgangshahnes (11) am unteren Ende der Hose, vertrieben. Hierauf werden Schleuse und Hose in gewöhnlicher Luft in das Innere des Tunnelbohrzylinders entleert. Die Verbindung des Schleusenraumes mit dem Grundwasser und der Hahn (11) sind erforderlich, um nach Wiederschließung der Schleuse den Gegendruck des Grundwassers auf den Schieber (9) von unten nach oben — ohne den der einseitig vom Grundwasser belastete Schieber schwer beweglich sein würde —, wieder herzustellen. — Dieselben Einrichtungen können an der festen Wand eines Vortriebrohres ohne inneren Tunnelbohrzylinder angebracht werden.

Genügt die Drehung des Baggerrades in stets derselben Richtung, so genügt eine Schüttrinne oder eine Schüttröhre (6) an jedem Baggerarm. In der Zeichnung sind doppelte Rinnen oder Röhren angenommen, so daß das Baggerrad sowohl bei Drehung nach rechts als nach links arbeitet. Bei der im Querschnitt B—B durch einen Pfeil angedeuteten Drehrichtung arbeitet nur die linke Rinne; die rechte läuft leer mit.

Das Baggerrad kann in verschiedener Weise angetrieben werden. In der Zeichnung ist die Nabe (4) des Baggerrades an ihrem vorderen Ende von einer mit Stahlzähnen besetzten Haube (12) überdeckt und mit dieser fest verbunden. Haube, Nabe und Baggerrad werden von einer Welle, die wagerecht mitten durch die Förderschleuse hindurch-



Unterwassertunnelbagger mit Erdförderschleuse.

geht, gedreht. An der Welle kann eine Schraube (13) oder können schraubenförmige Schaufeln befestigt werden, die die in der Schleuse gesammelte Erde nach dem hinteren Schleusenende hinschieben. Die Erde kann auch mittels Hacken (16) in der Schleuse zurückgezogen werden. Am hinteren Schleusenende, oben, ist ein Mannloch (14) gedacht. Steine und andere Hindernisse im Erdreich sind während Stillstandes des Baggers zwischen den Baggerarmen hindurch, mittels vorübergehend in die Abschlußwand (1) einzusetzender Stoßmeißel, Strahlrohre (15) oder ähnlicher Räumungswerkzeuge angreifbar. Die Stahlzähne auf der Haube (12) schaffen Raum in der Böschung für den vorderen Teil der Erdförderschleuse beim Vortrieb. Durch diese Raumschaffung wird das Nachfallen der Erde und das Vorrücken der natürlichen Böschung im Vorraum erleichtert und gefördert.

Anstatt des Radbaggers können auch Bagger anderer Art, z. B. pendelnde Eimerleiterbagger oder hängende Baggereimerketten, zum Hochbaggern und Einschütten der Erde in die Erdförderschleuse unter Wasser im Vorraum (3) verwendet werden.

Kann der Vorraum (3) stellenweise durch Pumpen oder durch Druckluft wasserfrei gehalten werden und sind Wassereinbrüche in den Vorraum nicht zu befürchten, so wird man die unteren Türen (17) in der Abschlußwand (1) öffnen und die Erdmassen von Hand im Vorraum lösen und durch die Türen in den Tunnel schaffen.

Auch für Tunnelvortriebe, die mittels an der Sohle offener Tunnelbohrer oder Vortriebschilde ausgeführt werden, ist die Verwendung von Tunnelbaggern mit Erdförderschleuse zu empfehlen, weil die Erdförderung aus dem Vorraum leichter vonstatten geht, als durch Absaugen oder in anderer Weise.

Tunnelbagger mit Erdförderschleuse (D. R. P. ang.) und die im Bedarfsfalle in die vordere Abschlußwand der Tunnelbohrer oder Vor-

triebschilde zeitweilig einzusetzenden Räumungswerkzeuge verrichten zusammen im Unterwassertunnelbau dieselben Arbeiten, die bei gewöhnlichen Erd- und Gründungsarbeiten unter Wasser von den gebräuchlichen Naßbaggern geleistet werden: sie lösen die Erde unter Wasser und fördern sie zutage. Bei genügender Fugendichtung und Mitschleppung der Bagger über gefährliche Tunnelstrecken hinweg (vergl. den Aufsatz „Zur Frage der Ausführbarkeit tiefliegender Unterwassertunnel" auf S. 620, Jahrgang 1920 d. Zeitschr.) ermöglichen sie die Ausführung von Unterwassertunneln in allen Wassertiefen in gewöhnlicher Luft!

Wenn Ausbesserungen am Bagger zu machen sind, muß der Vorraum (3) zeitweilig wasserfrei gehalten werden. In dichtem Erdboden und in Wassertiefen bis ca. 30 m ist dies durch Einblasen von Druckluft einfach zu erreichen. Ist der Erdboden dagegen nicht genügend dicht, so kann er durch Einspritzen von Ton, Lehm, Kalk, Mehl, Zement und dergl. Dichtungsmittel in aufgelöster Form durch die Strahlrohre (15) so verschlämmt und verdichtet werden, daß das Wasser nach dem Verschlämmen mit Druckluft aus dem Raum hinausgetrieben und die Böschung im Notfall abgebaut werden kann. Im äußersten Fall muß der Bagger mit dem Tunnelbohrzylinder soweit zurückgezogen werden, daß ein ausreichendes Verschlämmen der Böschung im Vorraum stattfinden kann.

Eisenbetonbau ohne Schalung.

In Heft 4 des „Bauingenieur" 1921 findet sich in der Vorführung der während des Krieges errichteten Eisenbetonbauten eine Ausführung aus fertigen Eisenbetoneinzelteilen, die es ermöglicht hat, den umfangreichen Hallenbau in 16 bzw. 11 Wochen durchzuführen. Einen Vorschlag zur Verwendung fertiger besonders zweckmäßig gestalteter Eisenbetondielen hat der Unterzeichnete in „Beton und Eisen" 1920,

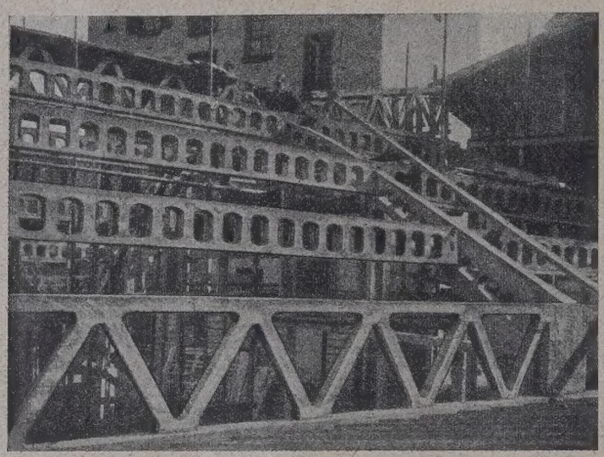


Abb. 1. Eisenbetonbauweis Ferrier ohne Rüstung und Schalung.

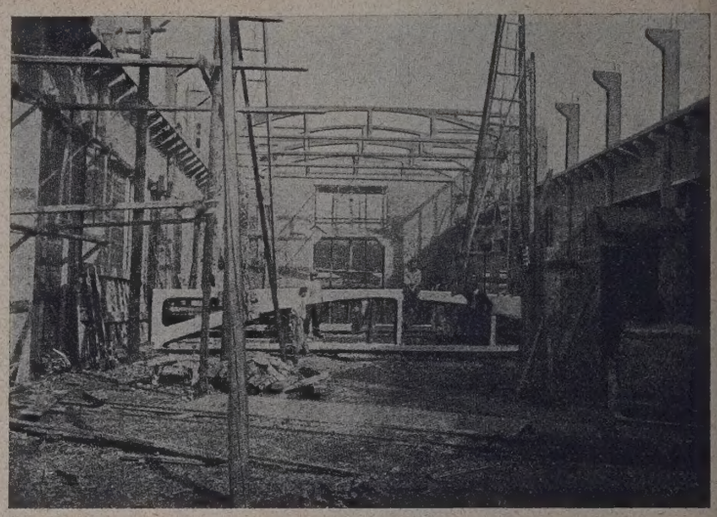


Abb. 2. Versetzen der am Boden hergestellten Binder mittels zweier Winden.

Heft 4/5, vorgeführt und des weiteren sei hier auch an die englische Ausführung, über die wir mit einer Abbildung auf Seite 518 des „Bauing." 1920 berichtet haben, erinnert. Im Anchlusse hieran sollen aus Darlegungen, die neuerdings in „La Construction Moderne" erschienen sind, einige Mitteilungen und Abbildungen wiedergegeben werden, die insbesondere eine stark aufgelöste Form der Traglieder erkennen lassen. Die Bauweise wird unter dem Namen „Ferrier" eingeführt.

Die Versetzung der Binder, Träger usw. sei — so betont das französische Fachblatt — keineswegs so schwierig, wie man sich das gewöhnlich vorstelle. Wie bei größeren Holz- oder Eisentragteilen könne man hier mit zwei gewöhnlichen Versatzkränen auskommen. Die zweite Schwierigkeit, die gute Verbindung der einzelnen fertig versetzten Bauglieder zu erzielen, werde ebenfalls überschätzt. Durch die Einbettung der aus den fertigen Teilen herausragenden Bewehrungseisen werde eine sehr gute Verbindung dieser Teile erreicht, und es wird behauptet, daß die bei der üblichen Bauweise unvermeidlichen Arbeitsfugen, über deren Lage vorher meist eine feste Verfügung nicht getroffen werden könne und dadurch der Eingenden Formen betriebstechnisch besser durchgebildet werden könne) an Baustoff (da man die Formen mathematisch genau herstellen könne), Verkürzung der Bauzeit (da alle Teile auf Vorrat hergestellt werden können). Dem könnte noch hinzugefügt werden, daß die liegend hergestellten gut stampfbaren Träger aus weniger nassem Beton hergestellt grössere Festigkeiten erlangen werden. Wegen des geringeren Wasseraufwandes wird auch das Schwinden sich in engeren Grenzen halten. Im Bauwerk selbst wird die Wirkung des Schwindens, da die Teile zusammengebaut werden, nachdem bereits das Schwinden nahezu vorüber ist, fast gänzlich ausgeschaltet.

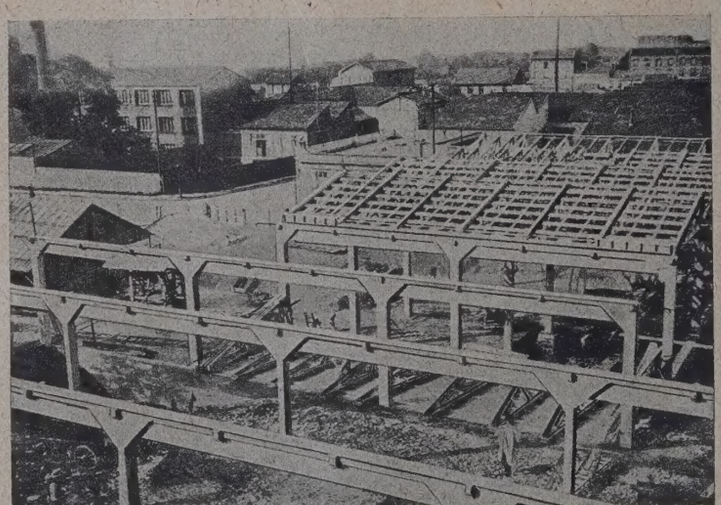


Abb. 3. Dachkonstruktion einer 15 m weit gespannten Halle aus fertigen Bindern und Längsträgern.

Über die Kostenersparnisse werden in „La Construction Moderne" keine Angaben gemacht. Allgemein gültige Zahlen werden sich auch nicht erbringen lassen. Es wäre aber erwünscht, den Preisunterschied gegenüber Entwürfen der gewöhnlichen Bauart von Fall zu Fall kennen zu lernen. Ob derartige Bauweisen sich einführen, ist in erster Linie eine Kostenfrage, diese läßt sich nur entscheiden, wenn bei Planungen beide Bauweisen in Wettbewerb stehen und die Endsummen der Kostenanschläge zum Vergleiche zur Verfügung stehen. Dr. Kunze.

Die Erhöhung der Spauldingtalsperre. Bericht von Dipl.-Ing. F. Maier, Karlsruhe.

Die Spauldingtalsperre am Yutafluß in Nevada County, California war im Jahre 1913 bis zu einer vorläufigen Höhe von 68 m aufgeführt worden. Der ursprüngliche Plan der Pacific Gas- und Electr. Company, der Erbauerin, sah seine endgültige Bauhöhe von 93 m vor. Genaue Untersuchungen über die Wirtschaftlichkeit der Stauerhöhung zeigten jedoch, daß die Erhöhung des Stauzieles auf die ursprünglich beabsichtigte Höhe nicht mehr wirtschaftlich zu rechtfertigen war, da die Staustelle außer der Hauptmauer durch 4 weitere Nebendämme abgesperrt war, deren weitere Erhöhung ungewöhnlich hohe Kosten für Querschnittsverstärkung verursacht hätte, die den durch den ver-

größerten Stauraum entstandenen Nutzen weit übertroffen hätten. Die endgültige Höhe war im Anschluß an die Wirtschaftlichkeitsberechnung auf 83 m über Talsohle festgesetzt worden.

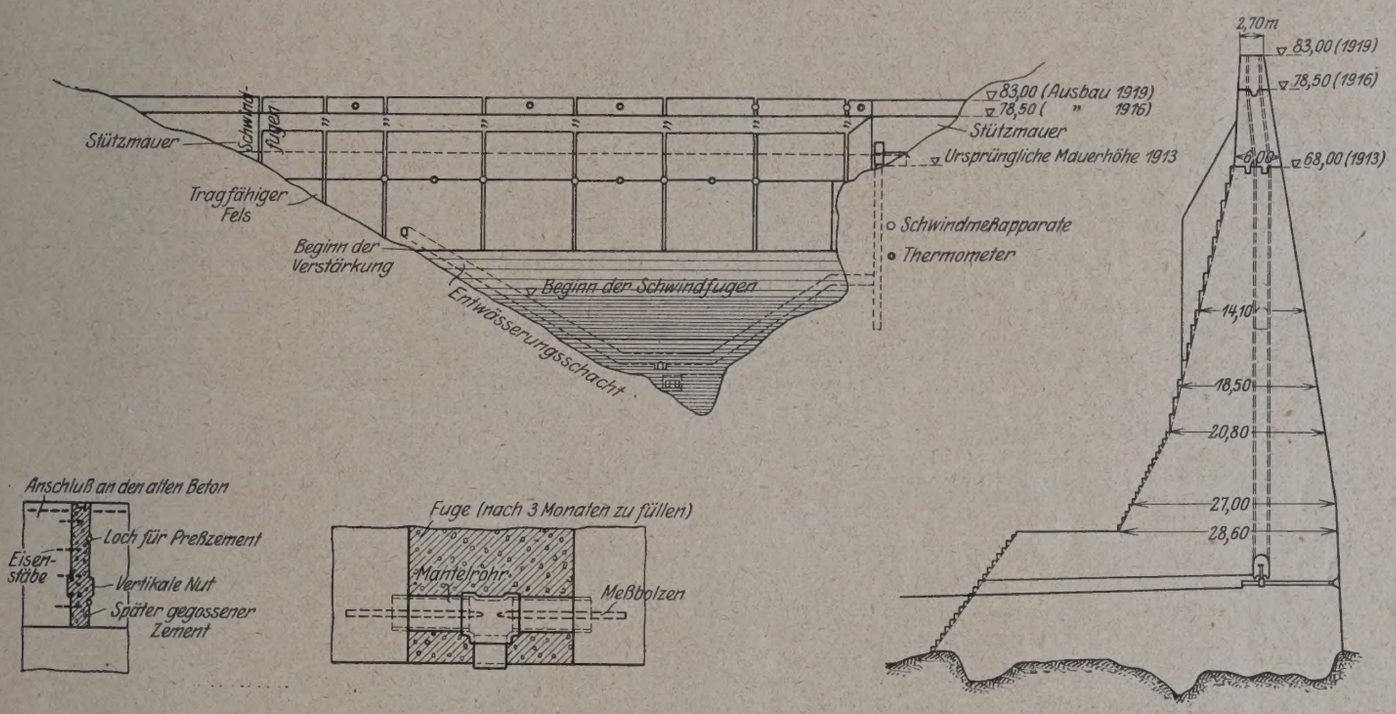
Die Staumauer, deren genaue Einzelheiten in Engeneering Record vom 31. August 1913 veröffentlicht sind, ist eine Betonmauer, deren oberster Teil auf ausgesprochener Gewölbewirkung beruht. Damals schon waren in richtiger Würdigung des großen Einflusses der Schwindspannungen bei solchen Bauwerken im ganzen 5 Schwindfugen vorgesehen, die erst nach erfolgtem Abbinden und Erhärten geschlossen wurden. Allerdings war die Zeit, nachdem man die Wirkung der Schwinderscheinungen abgeschlossen glaubte, mit 60 Tagen reichlich kurz bemessen. Man hatte aus den geringer werdenden Differenzen der Schwindmeßapparate geschlossen, daß praktisch keine Längenänderungen durch Schwinden mehr stattfinden würden. Wenngleich eine Gesetzmäßigkeit für Schwinderscheinungen bei verschiedenen Betonsorten nicht vorhanden ist, so darf doch für den Ausgleich der hauptsächlichsten Schwinderscheinungen eine Zeit von wenigstens 3 bis 4 Monaten als nötig angesehen werden.

Die Erhöhung des Staudammes um die letzten 15 m erfolgte in zwei getrennten Abschnitten. 1916 wurde eine Erhöhung um 10,50 m vorgenommen; im Jahre 1919 wurden die restlichen 4,50 m aufgesetzt.

Die Vollendung des nachträglichen Ausbaues bot infolge des notwendigen Zusammenarbeitens von altem Beton mit neuen Bauteilen eine Reihe von Fragen, deren Kern die zu erstrebende Einheitlichkeit des Kräftespiels in den neuen und alten Bauteilen war. Es lag in den Schwinderscheinungen des frischen Betons die Gefahr, daß bei unrichtigem Bauvorgang die alten Bauteile überlastet werden, während die neu erbauten wenigstens in der Anschlußzone gefährliche, zu Rißbildungen neigende Zugspannungen erhalten würden. Ganz besondere Aufmerksamkeit war dabei der Bogenverstärkung zu widmen, die im Verlaufe des Jahres 1916 an der Strom abwärts gekehrten Seite der Mauer ausgeführt werden mußte, um die entsprechende Kronenbreite für die Mauererhöhung zu erzielen. Diese Verstärkung konnte sinngemäß nur als Gewölbe wirken und hatte als Gewichtswirkung sowohl nach Ausmaß wie auch ganz besonders in ihrem entschieden mangelhaften Verband mit dem ursprünglichen Bauwerk, so gut wie keinen Wert. Dieser Gewölbering, der von einer Höhe von 30 m über Talsohle aufwärts angelegt wurde, konnte seine Aufgabe überhaupt nur erfüllen, wenn es gelang, die durch die Schwinderscheinungen bedingten Längenänderungen vor der Herstellung der endgültigen Bogenwirkung auszuschalten.

Eine weitere Schwierigkeit, die sich dem gewünschten Spannungsausgleich zwischen beiden Bauteilen entgegenstellte, lag in der elastischen Zusammendrückung des älteren Bauteiles durch den Wasserdruck des bereits gefüllten Beckens. Als man mit den Bauarbeiten im Juni 1919 begann, war das Becken voll, wobei die Mauer eine elastische Einsenkung am Bogenscheitel in Kronenhöhe von 19,10 mm zeigte. Man ließ den Wasserspiegel stetig fallen, um die für die Schließung des Bogens notwendige Entlastung des Bogens zu erzielen. Die für die Vornahme der gesamten Arbeit verfügbare Zeit war durch die durch Witterungs- und Abflußverhältnisse gegebenen Umstände auf 6 Monate begrenzt, da in dortiger Gegend im November starke Schneefälle niedergehen, denen dann im Januar und Februar entsprechende Hochwasser folgen. Es mußte also nicht allein die ganze Arbeit in dieser Zeitspanne erledigt sein, sondern die Bauteile mußten auch schon eine genügende Festigkeit besitzen, um den durch die Anspannung des Stauspiegels entstehenden Beanspruchungen gewachsen zu sein.

Um diesen Erfordernissen zu genügen, ließ man in den neuen Bauteilen an den Stellen, wo bereits während des Baues der ursprünglichen Mauer vorübergehend Dehnfugen vorhanden waren, Fugen von 0,75 m Stärke offen. Diese Fugen, deren Abstand jeweils etwa 24,50 m von Mitte zu Mitte betrug, wurden dann geschlossen, nachdem praktisch keine Längenänderungen mehr zu bemerken waren, und nachdem sich der Temperaturausgleich, der bei den großen Abmessungen des Bauwerkes ebenfalls von weittragender Wichtigkeit war, vollzogen hatte. Der Beton, der in den Temperaturschlitzen lag, wurde zur Erzielung eines besseren Verbands mit dem einen anstoßenden Bauteil durch Quadrateisendübel verbunden. Der Anschluß nach dem anderen Bauteil wurde ohne solche Dübel hergestellt. Dafür wurde hier ein System von Röhren eingesetzt, die nach der Verbindungsfuge führten. Durch diese Maßnahme war es möglich, nachdem man die anfänglichen Längenänderungen durch die Dehnfugen schadlos gemacht hatte, im darauf folgenden Jahr etwa noch in Erscheinung tretende Längenänderungen der neuen Bauteile durch Einpressen von Preßzement auszufüllen und gleichzeitig durch Verwendung von hohen Drucken beim Einpressen von Zement den Verstärkungen eine Verspannung zu geben.



Um sich über die tatsächliche Wirkung der vorgesehenen Maßnahmen Klarheit zu schaffen, wurden an den einzelnen Schwindfugen Kontrollstellen eingerichtet, die vermittels Mikrometerschrauben die Längenänderungen bis auf $^1/_{50}$ mm genau bestimmen ließen. Diese Meßstellen, die im Innern der Mauer angebracht waren, bestanden aus 2 Bolzen mit bearbeiteten Enden, die in genügend weiten Rohren eingekapselt waren (vergl. Abb.). Die Messungen erfolgten täglich. Die aus 7 Ablesungen ermittelten Werte wurden kurvenmäßig zusammengetragen. Diese Messungen gaben nur Werte, die für die Randzone des frischen Betons galten; im Innern des Gewölberinges zeigten sich feine Haarrisse und Trennungsfugen trotz aller Vorsicht, da hier infolge der Haftung mit dem alten Material die Zusammenziehung stark gehindert war. Auf diese Erfahrungen hin wurde dann die innenseitige Verstärkung der Mauer durch Stahlschienen, die 1,20 bis 1,50 m aus dem alten Beton herausragten, mit dem ursprünglichen Bauwerk verbunden, die in der Horizontalen 1,80 m und in der Vertikalen 2,40 m Abstand hatten. Gegen die Fugen zu wurden diese Eisen durch Quadrateisen von 3 m Länge miteinander verbunden, um so das Loslösen der Neukonstruktion zu vermeiden.

Gleichzeitig wurden umfassende Maßnahmen auch zur genauen Temperaturmessung an den alten und neuen Bauteilen ergriffen. In allen Schwindfugen wurden paarweise Thermoelemente, und zwar in verschiedenen Tiefen der Mauer eingesetzt. Die Zuleitungen bestanden aus bleiisolierten Kupferleitungen und führten nach der Krone des Dammes, wo die Temperaturen mit einer Wheatstoneschen Brücke, die vorher geeicht worden war, gemessen wurden. Eine fühlbare

Temperaturerhöhung zeigte sich in dem alten Beton zwei Wochen, nachdem der neue Beton geschüttet worden war.

Durch einen großen Sturmregen im Dezember 1919 wurde die ursprüngliche Disposition zuletzt noch gestört. Man entschloß sich infolge des zu erwartenden Hochwassers sämtliche Fugen, wenn auch etwas vorzeitig, zu schließen, selbst auf die Gefahr hin, daß sich später noch Schwindrisse zeigen sollten. Wenn solche sich zeigen sollten, beabsichtigte man dieselben vermittels in neuen Bohrlöchern gepreßten Preßzementes zu schließen. Von sämtlichen Fugen des alten Betons, die auf die beschriebene Weise behandelt worden waren, wiesen nur zwei Undichtigkeiten auf, was darauf zurückzuführen war, daß dieselben infolge vorgeschrittener Jahreszeit damals nicht mehr ausgegossen werden konnten. Mit Hilfe von Bohrlöchern gelang es aber auch hier im Jahre 1920 die Undichtigkeiten zu dichten.

Im allgemeinen wurde reiner Zement mit Wasser zum Einpressen in die Fugen verwendet. Mischung mit Sandzusatz erwies sich nicht brauchbar.

Um sich über den endgültigen Zustand der Fugen im Innern des alten Betons zu überzeugen, wurden einzelne Fugen mit einem Diamanthohlbohrer in schräger Richtung angebohrt. Man hoffte, aus dem Kern Aufschluß in bezug auf die Beschaffenheit der Dichtungsfuge zu erhalten. Es zeigte sich jedoch, daß der Bohrer den Kern in unscheinbare Stücke zertrümmerte, so daß leider die erhofften Resultate ausblieben.

WIRTSCHAFTLICHE MITTEILUNGEN, PERSONALNACHRICHTEN USW.

Jubiläum in der Eisenindustrie.

Herr Dr. Paul de Gruyter beging am 27. April d. J. das Fest der 25jährigen Wiederkehr seines Eintritts als Mitinhaber in die bekannte Eisenbaufirma Breest & Co., Berlin, welche vor etlichen Jahren in seinen Alleinbesitz überging.

Die Verdienste des Unternehmens und seiner Leiter um die neuzeitliche Entwicklung des Eisenbaues sind jedem Fachmann aus dem technischen Schrifttum bekannt. Es ist ein besonderer Vorzug der aus den Breestschen Werkstätten hervorgegangenen Eisenbauwerke, daß sie größtmögliche Zweckmäßigkeit mit besonders befriedigender schönheitlicher Durchbildung in glücklichster Form vereinigen. Die nach eigenen Entwürfen des Werkes ausgeführten Eisenbauten der Internationalen Baufachausstellung in Leipzig 1913, besonders aber das eigenartig schöne „Monument des Eisens" sind noch in lebhafter Erinnerung. Einzelne dieser Bauten sind inzwischen mehrfach in gleicher Ausführung für verschiedene industrielle Zwecke erstellt worden. Damit ist durch die Firma Breest & Co. in zweckmäßiger Form eine gewisse Typung von Eisenbauwerken eingeleitet. Von den sonstigen neueren Leistungen der Firma sind die Automobilausstellungshalle am Kaiserdamm in Berlin und der in den Jahren 1917/18 errichtete Fabrikneubau der Firma Seck in Dresden mit 26 000 qm Grundfläche besonders zu erwähnen.

Neben den durch solche Leistungen seines Werkes verkörperten Verdiensten hat sich Herr Dr. de Gruyter seit 1905 als Mitglied des Ausschusses des Deutschen Eisenbau-Verbandes auch die allgemeine Förderung dieses Industriezweiges angelegen sein lassen. Auch den Fragen der Allgemeinwirtschaft widmet er seit einer Reihe von Jahren seine schätzenswerte Arbeitskraft, so als verdienstvolles Mitglied der Potsdamer und Berliner Handelskammer seit 1915, des Reichsverbandes der deutschen Industrie, des Vereins Berliner Bauinteressenten als jahrelanger Vorsitzender und des Verbandes Berliner Metall-Industrieller als langjähriges Mitglied und vorübergehend auch als Ausschußmitglied.

Möge es Herrn Dr. de Gruyter noch viele Jahre in voller Frische vergönnt sein, in gleicher Weise die Entwickelung seines Werkes und die Arbeiten dieser Körperschaften zu fördern und als wirtschaftlicher Führer an dem Wiederaufbau und der Gesundung unseres Vaterlandes mit raten zu können.

Bekanntmachung über Höchstpreise für Zement.

Auf Grund des § 1 der Bundesratsverordnung vom 25. Januar 1917 (1917 d. Bl., S. 68, R. G. Bl. S. 74) wird bestimmt:

Die Gültigkeit der durch Bekanntmachung des Reichskommissars für Zement vom 8. Dezember 1920 (vgl. 1920 d. Bl. S. 636 und Deutscher Reichs- und Preußischer Staatsanzeiger Nr. 280 vom 9. Dezember 1920) bis zum 31. Januar 1921 festgesetzten Preise wird bis zum 28. Februar 1921 verlängert. Vom 1. März 1921 ab bis zum 30. September 1921 werden die Preise in nachstehend angegebener Weise herabgesetzt. Die Preise gelten für 10 000 kg Zement ab Werk ohne Verpackung und sind Höchstpreise im Sinne des Höchstpreisgesetzes vom 4. August 1914 (R. G. Bl. S. 339) in der Fassung der Bekanntmachungen vom 17. Dezember 1914, vom 22. März 1917 und der Verordnung vom 17. Januar 1920 (R. G. Bl. 1914, S. 516; 1917, S. 253; 1920, S. 94). Zement im Sinne dieser Bekanntmachung sind Portlandzement, Eisenportlandzement, Hochofenzement, Schlakkenzement und zementähnliche Bindemittel, die in einer Mischung von 1 : 3 bei Wasserlagerung nach 28 Tagen eine Druckfestigkeit von mehr als 140 kg/qcm haben. Die Umsatzsteuer ist in den Preisen mitenthalten.

A. Für Lieferungen an private Zementabnehmer:

a) Im Gebiete des Norddeutschen Zement-Verbandes:

Höchstpreis vom 1. November 1920 ab	3200 M.
Abzug	100 „
Höchstpreis vom 1. März 1921 ab	3100 M.

b) Im Gebiet des Rheinisch-Westfälischen Zement-Verbandes einschl. der Verkaufsvereinigung Rheinischer Hochofenzementwerke:

Höchstpreis vom 1. November 1920 ab	3100 M.
Abzug	100 „
Höchstpreis vom 1. März 1921 ab	3000 M.

c) Im Gebiet des Süddeutschen Zement-Verbandes:

Höchstpreis vom 1. November 1920 ab	3300 M.
Abzug	100 „
Höchstpreis vom 1. März 1921 ab	3200 M.

B. Für Lieferungen an die Staatsverwaltungen für Staatsbauten gelten dementsprechend folgende Preise:

a) Im Gebiet des Norddeutschen Zement-Verbandes . . 3030 M.
b) Im Gebiet des Rheinisch-Westfälischen Zement-Verbandes . . . . . 2930 M.
c) Im Gebiet des Süddeutschen Zement-Verbandes . . 3130 „

In Zukunft eintretende Kohlenpreiserhöhungen bedingen eine Erhöhung der Zementpreise derart, daß jede Kohlenpreiserhöhung für 10 000 kg Kohle mit 55 vH in Anrechnung zu bringen und den Zementpreisen zuzuschlagen ist. Hierbei sind die vom Reichskohlenverband für den Bezirk des Rheinisch-Westfälischen Kohlensyndikats für Förderkohlen (Fettkohlen) festgesetzten Höchstpreise (einschließlich Kohlen- und Umsatzsteuer) zugrunde zu legen.

In Zukunft auf den deutschen Reichseisenbahnen eintretende Kohlenfrachterhöhungen sollen ebenfalls eine Erhöhung der Zementpreise bedingen, die auf ähnliche Weise berechnet wird.

Zu A wird bemerkt:

Die Zementverbände setzten für ihre Privatkundschaft in den einzelnen Verkaufsstellen Stationsfrankopreise fest, die nach den tatsächlichen oder den Durchschnittsfrachten bemessen sind. Von der Reichsstelle für Zement werden diese Stationsfrankopreisberechnungen vor ihrem Inkrafttreten auf die Zulässigkeit der angewandten Berechnungsarten geprüft.

Berlin, den 1. März 1921.

Der Reichskommissar für Zement.
Lorenz-Meyer, Geheimer Baurat.

Zur Erhöhung der Zementpreise.

Im Anschluß an unsere Mitteilungen über die ab 1. April d. J. erfolgte Hinaufsetzung der Zementhöchstpreise geben wir nachstehend unsere Tabelle, aus der die Veränderungen in den letzten Jahren ersichtlich sind. Der jetzigen Preissteigerung waren zwei Preisermäßigungen vorausgegangen.

Preiserhöhung (pro 10 t ab Werk) um

1. 1. 1917 90	1. 4. 1919 150	1. 12. 1919 59
1. 7. 1917 180	1. 5. 1919 150	1. 1. 1920 122
1. 10. 1917 85	1. 7. 1919 430	1. 2. 1920 510
1. 10. 1918 70	1. 10. 1919 68	1. 3. 1920 1625

Preisermäßigung um
1. 8. 1920 661, 1. 11. 1929 100/300
Preiserhöhung um ¼ 003/220

Jetzt Preis: Süddeutschl. 3503 M, Nordd. 3410 M, Rheinl. 3220 M.
(Nach Frkft. Ztg.)

Gebührenordnung der Architekten und Ingenieure 1920.

Teuerungszuschläge zu den Stundensätzen und den Aufwandsentschädigungen bei Reisen nach § 48 und § 49 der G.O. für Architekten und § 36 und § 39 der G.O. für Ingenieure.

In der Gebührenordnung der Architekten sowie der für Ingenieure 1920 sind die Stundensätze für nach Zeit zu vergütende Leistungen mit M 12,—, die Aufwandsentschädigungen bei Reisen für den Tag ohne Übernachten auf M 40,—, mit Übernachten auf M 60,— als Mindestsatz festgesetzt. Diese Sätze haben sich bald als unzureichend erwiesen, und es ist deshalb bereits am 1. Juli 1920 durch Rundschreiben des Vorstandes des von den bei Aufstellung der Gebührenordnung beteiligten Verbänden eingesetzten Ausschusses (AGO) den Mitgliedern dieser Verbände empfohlen worden, bei Berechnung nach Stunden bis 50 vH als angemessenen Teuerungszuschlag in Anwendung zu bringen.

Inzwischen ist die Entwertung des Geldes und die Teuerung bezüglich aller Lebensverhältnisse wesentlich fortgeschritten. Die unterzeichneten, bei der Aufstellung der G.O. 1920 beteiligten Verbände haben daher in Abänderung dieser Gebührenordnung beschlossen, ab 1. Januar 1921 einen erhöhten Teuerungszuschlag[1]) zur Anwendung zu bringen:

1. Auf die Stundensätze nach § 48 der G.O. für Architekten
„ § 39 „ G.O. „ Ingenieure
2. Auf die Aufwandsentschädigung bei Reisen
nach § 48 Abs. 8 der G.O. für Architekten
„ § 36 Abs. 6 „ G.O. „ Ingenieure.

Es beträgt danach der Mindestsatz für den Zeitaufwand für die Stunde . . . . . M 20,—
für die Aufwandsentschädigung bei Reisen für den Tag
ohne Übernachten . . . . . M 60,—
mit Übernachten . . . . . M 90,—

Verband Deutscher Architekten- und Ingenieur-Vereine; Verein Deutscher Ingenieure; Bund Deutscher Architekten; Verband Deutscher Elektrotechniker; Deutscher Verein von Gas- und Wasserfachmännern; Verein Deutscher Maschinen-Ingenieure; Verband der Centralheizungs-Industrie; Bund Deutscher Civil-Ingenieure; Verein Beratender Ingenieure; Verband Deutscher Diplom-Ingenieure; Deutscher Eisenbau-Verband; Deutscher Beton-Verein.

GERICHTLICHE ENTSCHEIDUNGEN.

Abänderung von Verträgen durch das Gericht.

(Reichsger. III. 143/20).

(Nr. 6473. Nachdruck verboten.) Zwischen dem Kläger und dem Beklagten war im Jahre 1912 ein Vertrag wegen Abgabe von Wasserdampf für eine Anzahl von Jahren abgeschlossen worden. Mit der Behauptung, er habe allein in den letzten zwei Jahren infolge der ungeheuern Erhöhung der Kohlen- usw. Preise ca. 90 000 M zugesetzt, forderte der Kläger für diese Zeit eine Nachzahlung auf die vertraglich festgesetzten Preise.

Die Vorinstanz hatte diesen Anspruch abgewiesen mit der Begründung, der Kläger habe sich eben beim Abschlusse des Vertrages verkalkuliert, indem er die Folgen eines etwaigen Krieges nicht in Betracht zog.

Das Reichsgericht hat jedoch dieses Urteil nicht gutgeheißen. Allerdings, so heißt es in den Gründen, hat das Reichsgericht früher in verschiedenen Entscheidungen ausgesprochen, daß der Richter zwecks Milderung der Härten des Krieges nicht einen Ausgleich zwischen den Parteien schaffen könne. Indessen kann dieser Standpunkt nicht mehr aufrechterhalten werden, da er durch die Erfahrungen überholt ist. Die durch den Krieg und die Umwälzung alles Bestehenden geschaffenen Verhältnisse erfordern unbedingt ein Eingreifen des Richters in bestehende Vertragsverhältnisse dann, wenn anders nicht ein Treu und Glauben und jedem Gebot von Gerechtigkeit hohnsprechender Zustand geschaffen werden soll. Einen Ausgleich zu finden ist Sache des Richters und seiner verständigen Beurteilung der Verhältnisse.

Geht man von diesen Erwägungen aus, so kommt man zu dem Schlusse, daß niemand im Jahre 1912, als der hier in Rede stehende Vertrag geschlossen wurde, an einen Krieg von einem derartigen Umfange, von einem derartigen Ausgange und von derartigen Wirkungen auch nur im entferntesten hätte denken und solchen Krieg in seine Berechnungen hätte hineinziehen können. Es liegen hier eben außer jeder menschlichen Berechnung stehende Ereignisse vor. Der Vorderrichter tut daher dem Kläger unrecht, wenn er ihm wegen Nichtberücksichtigung der Folgen eines möglichen Krieges die Folgen des jetzigen Krieges im Verhältnisse zum Beklagten allein aufbürdet. Daß die Unterlassung der Aufnahme einer Kriegsklausel in den Vertrag dem Kläger nicht zum Nachteil gereichen kann, bedarf keiner weiteren Darlegung. rd.

Einfluß der Lohnsteigerung auf bestehende Werkverträge.

(Reichsger. VII. 413/19).

(Nr. 6474. Nachdruck verboten.) Beklagte hatte sich Ende 1916 den Kläger gegenüber vertraglich verpflichtet, bis zum 15. November 1917 den Rumpf eines nach einem bestimmten System herzustellenden Segelbootes gegen eine Vergütung von 33 900 M zu bauen.

Durch ein im Frühjahr 1917 erlassenes Bauverbot des stellvertretenden Generalkommandos war der Bau bis zum November 1918 verhindert. Als nun der Kläger nach Erlöschen des Verbotes Einhaltung des Vertrages forderte, wies die Beklagte darauf hin, daß sie, namentlich infolge des bedeutenden Steigens der Arbeitslöhne, nicht in der Lage sei, das Werk zu dem vereinbarten Preise zu bauen. Der Kläger weigerte sich jedoch, die vertraglich festgelegte Bausumme, von der er bereits ein Drittel angezahlt hatte, zu erhöhen, und klagte gegen die Werft auf Herstellung des Rumpfes bis zum 29. Dezember 1919 gegen Zahlung des vereinbarten Herstellungspreises.

Landgericht und Oberlandesgericht gaben der Klage statt. Die Beklagte, so führte das Oberlandesgericht Hamburg aus, habe sich zunächst dem Kläger gegenüber nur auf die inzwischen eingetretenen Lohnerhöhungen berufen. Dieses Risiko aber müsse die Beklagte als Unternehmerin tragen, auch wenn, womit in Kriegszeiten immer gerechnet werden müsse, unvorhergesehene Ereignisse, wie die Revolution mit ihren Lohnerhöhungen, die Kalkulation der Beklagten umgeworfen haben. Zuzugeben sei der Beklagten, daß das in Rede stehende Geschäft für sie verlustreich enden würde. Es sei aber zu berücksichtigen, daß der Gesamtbetrieb der Beklagten im Kriege lohnend und nutzbringend gewesen sei und das Gesamtergebnis der Unternehmungen der Beklagten trotz eines vereinzelten unvorteilhaften Geschäftes nicht notwendig ungünstig ausfallen müsse.

Dieses Urteil hat das Reichsgericht nicht bestehen lassen. Die Beklagte hat dargetan, so heißt es in den Gründen, daß sie bei Zugrundelegung des Lohnstandes vom Januar 1919 bei Herstellung des Werkes rd. 30 000 M für Löhne hätte mehr aufwenden müssen, als sie bei Abschluß des Vertrages mit dem Kläger in Betracht gezogen habe. Im Mai 1919 sei eine weitere Lohnsteigerung um 15 v. H. eingetreten, so daß sie also allein für Arbeitslöhne weit mehr zu zahlen hätte, als der Kläger ihr insgesamt für die Herstellung einschließlich der Materialien zahlen will.

Ein solches Ergebnis kann nicht billig und gerecht erscheinen. Der Wille der Parteien war bei Abschluß des Bauvertrages auf ein regelrecht entgeltliches Geschäft gerichtet. Der Besteller sollte eine Vergütung zahlen, die der Beklagten hinsichtlich ihrer Aufwendungen und des üblichen Unternehmergewinns Deckung bot. Jetzt aber würden die Leistungen der Parteien wirtschaftlich von ganz anderer Bedeutung sein. Müßte die Beklagte das Werk zu dem vereinbarten Preise liefern, so würde sie nicht nur jeden Verdienst einbüßen, sondern noch sehr bedeutende Geldaufwendungen machen müssen, während der Kläger ein Werk erhielte, dessen Wert etwa das Doppelte des Preises betragen würde. Die gebotene Rücksichtnahme auf Treu und Glauben kann unter den gegebenen Verhältnissen nicht zur Aufrechterhaltung des Erfüllungszwanges führen, vielmehr ist das angefochtene Urteil aufzuheben und die Sache behufs weiterer Feststellungen in die Vorinstanz zurückzuverweisen. rd.

Eigenmächtiges Verlassen des Krankenhauses durch ein Kassenmitglied.

(Reichsversich.-Amt, IIa K 24/20.)

Nr. 6481. (Nachdruck verboten.) Eine bei ihren Eltern lebende Kassenangehörige war erkrankt und mit Zustimmung der Kasse durch ihre Angehörigen ins Krankenhaus gebracht worden. Schon nach 14 Tagen verließ sie es, war danach noch sechs Monate lang krank und verlangte von der Kasse Krankengeld für die Dauer ihrer Erwerbsunfähigkeit. Die Kasse lehnte diesen Anspruch ab, weil die Versicherte ohne Zustimmung des Arztes und des Kassenvorstandes das Krankenhaus verlassen habe. Die Behauptung der Kassenangehörigen, sie sei ohne ihre Genehmigung in das Krankenhaus verbracht worden und habe es daher auch ohne weiteres verlassen dürfen, beachtete die Kasse nicht.

Die Vorinstanzen hatten die Klage der Versicherten abgewiesen, das Reichsversicherungsamt gelangte jedoch zur Aufhebung des die Klägerin abweisenden Erkenntnisses und zur Zurückverweisung der Sache in die Vorinstanz, da es nicht ganz klar erschien, ob die Klägerin

---

[1]) Abdruck erhältlich bei Julius Springer, Berlin W 9, Linkstraße 23/24.

eigenmächtig oder mit Erlaubnis des behandelnden Arztes das Krankenhaus verlassen hat. Im übrigen, so meinte das Reichsversicherungsamt, hat die Klägerin doch der Krankenhauspflege dadurch stillschweigend zugestimmt, daß sie sich von ihren Angehörigen ins Krankenhaus bringen ließ, ohne einen Widerspruch erkennen zu lassen. Ebenso wie die Krankenkasse, nachdem sie einmal von dem ihr zustehenden Wahlrecht durch Einweisung in ein Krankenhaus Gebrauch gemacht hat, daran so lange gebunden ist, als die Fortsetzung der Krankenhauspflege notwendig ist, ebenso bleibt auch der Kranke an seine Zustimmung gebunden und darf nicht durch seine Willkür eine Gefährdung seiner Gesundheit und damit eine weitere unnötige Belastung der Kasse herbeiführen. Nur wenn der behandelnde Arzt den Wechsel des Aufenthalts für erförderlich erachtet und dem Verlassen des Krankenhauses zustimmt, verbleiben dem Kranken die Leistungen der Kasse. In dieser Beziehung sind im vorliegenden Falle noch genauere Feststellungen zu treffen. rd.

PATENTBERICHT.

Wegen der Vorbemerkung (Erläuterung der nachstehenden Angaben) s. Heft 1 vom 15. Januar 1921, S. 30.

A) Bekanntgemachte Anmeldungen.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 17. Febr. 1921.

Kl. 19 a, Gr. 26. B 88 281. Ingwer Block & Co., Gesellschaft für Bahnoberbau m. b. H., Berlin. Verfahren zum Verschweißen von Schienenstoßverbindungen mittels der elektrischen Lichtbogenschweißung unter Benutzung von Laschen mit abstehenden Flanschansätzen. 24. I. 19.

Kl. 19 c, Gr. 2. H 58 134. Gesellschaft für Bau und Betrieb von Eisenbahnen Henning-Hartwich & Co., Berlin-Schöneberg, Apostel-Paulus-Str. 29. Verfahren zur Herstellung von Straßendämmen und ähnlichen Tiefbauten. 17. VI. 12.

Kl. 19 c, Gr. 2. H 67 185. Gesellschaft für Bau und Betrieb von Eisenbahnen Henning-Hartwich & Co., Berlin-Schöneberg, Apostel-Paulus-Str. 29. Verfahren zur Herstellung von Wegen und Dämmen. 24. VII. 14.

Kl. 35 a, Gr. 1. B 92 016. José Manuel Bisus, Barcelona; Vertr.: Dr. B. Alexander-Katz und Ferd. Bornhagen, Pat.-Anwälte, Berlin SW 48. Vorrichtung zum Ausgleich der Nutzlast bei Aufzügen. 16. XII. 19. Spanien 27. II. 19.

Kl. 35 b, Gr. 4. M 69 408. Mannheimer Maschinenfabrik Mohr und Federhaff, Mannheim. Kran mit verstellbarem Ausleger. 21. V. 20.

Kl. 38 h, Gr. 2. S 53 634. Société La Transformation des Bois, Paris; Vertr.: Dipl.-Ing. Dr. P. Wangemann u. Dipl.-Ing. B. Geisler, Pat.-Anwälte, Berlin W 57. Verfahren zur Konservierung von Holz. 6. VII. 20. Frankreich 4. XII. 16.

Kl. 42 a, Gr. 6. St 32 218. August Staufermann, Essen a. Ruhr, Heerenstr. 23. Grenzsteinzirkel. 20. V. 20.

Kl. 65 a, Gr. 3. S 51 891. Société Rouennaise de Navires en Ciment Armé, Soc. Anonyme, Paris; Vertr.: Dr. Döllner, Seiler, Mämecke, Pat.-Anwälte, Berlin SW 61. Verfahren zum Bau von Eisenbetonschiffen. 31. XII. 19. Frankreich 5. VII. 17.

Kl. 84 d, Gr. 2. M 69 571. Heinrich Müller, Siegen i. W. Sicherung für mit Ringnuten versehenen Baggerkettenbolzen nach Anm. M 66 697; Zusatz zu Anm. M 66 697. 5. VI. 20.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 21. Febr. 1921.

Kl. 19 f, Gr. 2. K 67 616. Dipl.-Ing. Alfred Kunz, München, Neuturmstr. 5. Verstellbare Abstützung der Verschalung gegen aus zwei parallelen U- oder T-Eisen bestehenden Tunnelrüstbogen. 30. XI. 18.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 24. Febr. 1921.

Kl. 37 f, Gr. 7. K 68 009. Friedr. Krupp Akt.-Ges., Essen, Ruhr. Verfahren zur Aufstellung des Eisengerüstes von Hallen. 31. I. 19.

Kl. 37 f, Gr. 8. R 45 274. Ewald Reche, Berlin-Steglitz, Forststr. 16. Senkrecht verstellbare Führung für Schiebetore von Flugzeughallen und ähnlichen Bauwerken. 17. XII. 17.

Kl. 84 c, Gr. 1. G 46 078. Philipp Gelius, München, Albanistr. 2. Erdbohrer für Gründungsarbeiten. 7. I. 18.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 28. Febr. 1921.

Kl. 19 a, Gr. 19. H. 78 996. Fritz Hartmann, Berlin, Nürnberger Str. 40. Schienenstoßverbindung mit Schuhlaschen. 17. XI. 19.

Kl. 19 f, Gr. 2. B 82 360. Wilhelm Breil, Essen-Bredeney. Verfahren zur Herstellung von Eisenbetontunnels mittels Firststollen. 2. IX. 16.

Kl. 37 a, Gr. 4. B 92 393. Bacher & Baumeister Schwarz, Ennes, Ober-Österreich, Vertr.: Dr.-Ing. B. Bloch, Pat.-Anw., Berlin NW 21. Hohlmauer aus Formsteinen. 14. I. 20.

Kl. 37 a, Gr. 5. H 76 964. Max Huguenin, Lehrte, Westerstr. 1. Gebäudeaußenwand mit durchgehendem Hohlraum. 5. V. 19.

Kl. 42 b, Gr. 23. H 81 575. Friedrich Hopf, Höchst a. M., Schleusenstr. 6. Verfahren und Apparat zum Anreißen der Stufen auf Treppenwangen oder dem gleichen Zweck dienenden Einrichtungen. 30. VI. 20.

Kl. 84 b, Gr. 1. B 87 871. Dr.-Ing. Emil Burkhardt, Stuttgart, Karlstr. 3. Verfahren zum Betrieb einer Tauchschleuse mit röhrenförmigem Schwimmtrog zur Aufnahme der Schiffe. 25. XI. 18.

Kl. 84 b, Gr. 1. B 93 085. Dr.-Ing. Emil Burkhardt, Stuttgart, Karlstr. 3. Verfahren zum Betrieb einer Tauchschleuse mit röhrenförmigem Schwimmtrog zur Aufnahme der Schiffe; Zusatz z. Anm. B 87 871. 1. III. 20.

Kl. 84 d, Gr. 2. L 47 796. Lübecker Maschinenban-Gesellschaft, Lübeck. Fangvorrichtnng für freihängende, vor- oder rückwärts laufende Eimer-, Becher-, Kratzerketten u. dgl. 26. II. 19.

Kl. 85 b, Gr. 2. Z 10 029. Dr. Richard Zsigmondy, Friedländer Weg 47, und Dr. Wilhelm Bachmann, Lotzestr. 47, Göttingen. Verfahren zum Reinigen, Entkeimen und Enthärten von Wasser mit Hilfe von Membranfiltern. 23. VI. 17.

Kl. 85 c, Gr. 6. D 38 209. Deutsche Abwasser-Reinigungsgesellschaft m. b. H., Städtereinigung, Wiesbaden. Mechanische Abwasserreinigungsanlage mit Rechen und Siebschaufelrad oder -scheibe. 26. VIII. 20.

B. Erteilte Patente.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 21. Febr. 1921.

Kl. 19 a, Gr. 28. 335 066. Zwirner & Zoellner, Halle a. S. Druckvorrichtung an Gleisrückmaschinen. 6. I. 20. Sch 57 187.

Kl. 20 g, Gr. 1. 335 118. Eugen Franz, Brügge, Kr. Altena. Drehscheibe und Schiebebühne. 7. V. 20. F 46 778.

Kl. 80 b, Gr. 1. 335 348. Fritz Hecht, Berlin, Gartenstr. 12. Putzmasse. 9. VII. 19. H 77 593.

Kl. 80 b, Gr. 17. 335 185. William Philippsthal, Berlin-Grunewald, Hubertusallee 6. Verfahren zur Herstellung von ungebrannten Bausteinen, Ziegeln, anderen Formlingen, wie Platten, Röhren usw. 5. II. 20. P 39 202.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 28. Febr. 1921.

Kl. 19 a, Gr. 28. 335 363. F. C. Glaser u. R. Pflaum G. m. b. H., Berlin. Gleisrückmaschine; Zus. z. Pat. 324 084. 19. XI. 19. G 49 614.

Kl. 19 e, Gr. 1. 335 364. Wilhelm Hebsacker, Heilbronn, Sicherer-str. 41. Vorschubeinrichtung für Erdbohrmaschinen. 31. VII. 19. H 77 802.

Kl. 20 a, Gr. 12. 335 664. Gesellschaft für Förderanlagen Ernst Heckel m. b. H., Saarbrücken. Sicherheitsfangvorrichtung für Personenseilbahnen. 20. VI. 20. G 51 231.

Kl. 20 g, Gr. 8. 335 665. Franz Rawie, Osnabrück-Schinkel. Prellbock mit die Schienen umfassenden Schuhen und Keilkörpern in den Schuhhöhlungen. 27. III. 14. R 40 276.

Kl. 20 i, Gr. 15. 335 432. Richard Eckerle, München, Tal 33. Weichenstellung vom Führerstand aus durch eine Gegenweiche. 24. II. 20. E 24 955.

Kl. 37 f, Gr. 8. 335 491. Ernst Adolf Bernhard, Berlin, Fasanenstr. 35. Tor für Flugzeughallen. 15. VI. 17. B 84 769.

Kl. 42 c, Gr. 6. 335 387. Paul Lieven, Rostock, Mecklenbg., St.-Georgs-Str. 79. Registrierende Nivelliervorrichtung. 11. III. 20. L 50 081.

Kl. 42 c, Gr. 10. 335 679. Dipl.-Ing. Paul Melchior, Charlottenburg, Dahlmanustr. 12. Optisches Gerät zum Einrichten von Fluchtstäben. 1. VII. 20. M 69 888.

Kl. 42 c, Gr. 11. 335 388. Panajiotis Oekomomakos, Görlitz, Seydewitzer Str. 42. Topographisches Instrument mit Orientierungskompaß. 13. III. 19. O 10 910.

BÜCHERBESPRECHUNGEN.

Theoretische Mechanik von A. E. H. Love. Autorisierte deutsche Übersetzung der zweiten Auflage von Dr.-Ing. Hans Polster. XIV. u. 424 S. in 8°. Verlag von Julius Springer, Berlin 1920. M. 48.—, geb. M. 54.—.

Wenn auch Loves Theoretical Mechanics bisher in englischer Sprache in Deutschland schon bekannt geworden ist, so wird es doch sicherlich von vielen begrüßt werden, daß jetzt das Buch in deutscher Übersetzung vorliegt und dadurch einem weiteren Kreise von Lesern zugänglich ist. Die erste englische Auflage erschien im Jahre 1897, die zweite, die gegenüber der ersten Auflage keine einschneidenden Änderungen bringt und der vorliegenden Übersetzung zugrunde gelegt ist, im Jahre 1906. In demselben Jahre erschien auch Loves Lehrbuch der Elastizität, dem bereits im Jahre darauf die deutsche Ausgabe in der Übersetzung von A. Timpe folgte. Es ist zu bedauern, daß im Gegensatz hierzu die Herausgabe der deutschen Übersetzung der Theoretischen Mechanik von Love so lange auf sich hat warten lassen, um so mehr, als Loves Bedeutung für die Mechanik schon durch seine im Jahre 1901 erschienene Bearbeitung des Abschnittes Hydrodynamik in der Encyklopädie der mathematischen Wissenschaften (Bd. IV 2, Heft 1) dem deutschen Publikum bekannt geworden war. Diese Verzögerung in dem Erscheinen der deutschen Ausgabe hat insbesondere den Nachteil zur Folge, daß die eben erschienene deutsche Übersetzung naturgemäß nicht die Ergebnisse der Veröffentlichungen der letzten 14 Jahre berücksichtigen kann.

Die Theoretische Mechanik von Love behandelt im wesentlichen nur die Dynamik, wie auch der englische Titel des Buches (Theoretical Mechanics, an introductory treatise on the principles of dynamics) besagt, während wir in Deutschland gewöhnt sind, insbesondere auch die Statik als Teil der Mechanik zu betrachten. Die Anordnung und Einteilung des Stoffes ergibt sich aus folgendem. Nachdem in der Einleitung Länge und Zeit als Grundbegriffe eingeführt sind und die Wahl des Bezugssystems erörtert ist, werden im Abschnitt I die einfachsten Vektoreigenschaften entwickelt und im Anschluß hieran die Geschwindigkeit und die Beschleunigung eines bewegten Punktes in rein phoronomischer Hinsicht behandelt. Die Besprechung der Bewegung eines freien Massenpunktes in einem Kraftfelde bildet den Inhalt des Abschnittes II. Das Kraftfeld wird als Bereich definiert, in dem ein Körper sich beschleunigt bewegt. Daher ist hier die Einführung des Kraftbegriffes noch nicht erforderlich. Dieser wird erst im Abschnitt III behandelt, in dem ferner der Aufstellung der Bewegungsgleichungen, der Bewegungsgröße sowie den Begriffen Arbeit und Energie besondere Untersuchungen gewidmet sind. Die Abschnitte IV und V bringen die Bewegung des freien und des unfreien Massenpunktes unter der Wirkung von Kräften und im nächsten Abschnitt wird der Einfluß von Kräften auf die Bewegung von Massenpunktsystemen und von Körpern behandelt. Die Untersuchung von plötzlichen Bewegungsänderungen sowie eine Reihe von Anwendungen der Energiegleichung bildet im wesentlichen den Inhalt des Abschnittes VII. Die zweidimensionale (komplane) Bewegung eines starren Körpers wird im Abschnitt VIII besprochen, der auch einige kinematische Betrachtungen enthält. Der Abschnitt IX bringt die Behandlung der Bewegung starrer Körper und Körpersysteme, wobei insbesondere der Stoß sowie die Bewegung des Seiles untersucht werden. Ein besonderer Abschnitt ist der Behandlung der Erddrehung und des Gravitationskraftfeldes gewidmet. Im letzten Abschnitt XI werden die Prinzipien der Dynamik besprochen und im Anschluß hieran eine Reihe von Definitionen entwickelt. Den Schluß bildet ein Anhang über das Messen und die Einheiten.

Die Theoretische Mechanik von Love stellt eine sehr wertvolle Ergänzung unseres gewiß nicht kleinen Bestandes an deutschen Mechaniklehrbüchern dar. Sie weist insbesondere zwei charakteristische Vorzüge auf: Einmal die klare und genaue Formulierung der Grundbegriffe und der Prinzipien, die sich durch das ganze Buch hindurchzieht, und dann die Erläuterung der entwickelten Gesetze durch zahlreiche Anwendungen und eine Fülle vorzüglicher Beispiele und Aufgaben. Hierbei zeigt sich die Eigenart der englischen Mechanikbücher, daß auf die praktischen Anwendungen der theoretisch gefundenen Ergebnisse besonderer Wert gelegt wird. Gerade die große Zahl von Aufgaben, die den einzelnen Abschnitten beigegeben sind, macht das Buch für Studierende wertvoll und erleichtert ihnen das Verständnis für den mitunter nicht einfachen Stoff. Was den Inhalt anbelangt, so wäre es wünschenswert gewesen, die Kreiselbewegung nicht ganz unerörtert zu lassen, zumal da sie sich auch mit elementaren Hilfsmitteln darstellen läßt. Ferner ist der Mangel an Figuren zu erwähnen, und zwar insbesondere bei den zahlreichen Beispielen, deren Sinn sehr oft durch eine kleine einfache Figur viel schneller und klarer erfaßt werden könnte. Doch ist dieser Mangel nicht als wesentlich anzusehen und für uns vielleicht deshalb besonders augenfällig, weil wir in dieser Beziehung durch die deutschen Lehrbücher der Mechanik und Aufgabensammlungen verwöhnt sind.

Was den Übersetzer anbelangt, so ist es abgesehen vom Verlag sein Verdienst, daß unter den jetzigen Verhältnissen die vorliegende deutsche Ausgabe der Theoretischen Mechanik von Love zustande gekommen ist. Ferner hat er durch Erweiterung des alphabetischen Sachverzeichnisses die Brauchbarkeit des Buches als Nachschlagewerk wesentlich erhöht. Soweit ich es beurteilen kann (mir war nur die erste englische Auflage zugänglich), ist die Übersetzung als recht gut zu bezeichnen. Es sei nur ein sinnstörender Druckfehler hervorgehoben: Seite 399, Zeile 6 v. u., muß das zweite „oder" gestrichen werden, da sonst das erste Newtonsche Bewegungsgesetz, von dem hier die Rede ist, unrichtig wiedergegeben ist.

Dresden, den 7. Jan. 1921. Dr. Alt.

Mitteilungen aus dem Mineralogischen Institut der Universität Bonn.

Nr. 30. Die phonolithischen Gesteine des Laacher Seegebietes und ihre Beziehungen zu anderen Gesteinen dieses Gebietes. Von Geh. Bergrat Prof. Dr. R. Brauns in Bonn. Stuttgart 1921, E. Schweizerbachsche Verlagsbuchhandlung. Sonderabdruck aus dem neuen Jahrbuch für Mineralogie usw.

Zu einer Zeit, in der gerade der Begriff Traß heiß umstritten ist und Bestrebungen am Werke sind, diesen Begriff rein praktisch-technisch zu fassen, ihn aus seinem Wirken als hydraulischer Zuschlag abzuleiten, nicht aber seine wissenschaftlich petrographisch-geologische Eigenart als Abgrenzung gelten zu lassen, ist die Braunssche Veröffentlichung von besonderer Bedeutung. An ihr werden auch alle die nicht vorübergehen können, die geologisch und mineralogisch sehr verschiedenartige Natursteine heute alle unter dem Namen Traß vereinigen wollen und damit eine Begriffsverwirrung schaffen. Bisher hat die Technik stets ihre Bezeichnungen von der im Sonderfalle maßgebenden Wissenschaft entnommen und sich nicht selbst zum Schiedsherrn in allen solchen strittigen Fragen erhoben. Möge in diesem Sinne auch bezüglich des Trasses die Untersuchung von Brauns einen sicheren Wegweiser für die Technik bilden! Im besonderen sei auf die grundsätzlichen Unterschiede hier verwiesen, die Brauns gegenüber dem Backofenstein (Leucittuff von Weibern, Rieden, Ettringen, Bell usw.) und Traß auf Seite 15 u. ff. aufdeckt, und auf Seite 86 u. ff. weiter im einzelnen behandelt. Wie bereits im „Bauing." I. Jahrg., Heft 12 u. 13, weist auch hier Brauns darauf hin, daß Traß trachytischer Tuff ist, daß er — stets frei von Leucit — gegenüber dem Leucittuff sich besonders auffallend durch seine hochgradige Übersättigung mit Kieselsäure in bezug auf die Alkalien auszeichnet und daß gerade hierin seine unübertroffene Güte als hydraulischer Zuschlag zu suchen ist. Wertvoll für die Entscheidung der Streitfrage ist ferner, was Brauns über die wahrscheinliche Entstehung des Trasses sagt: „Der Traß ist an die beiden Täler des Brohlbaches und der Nette gebunden und in der Hauptmasse ungeschichtet und sicher nicht aus der Luft niedergefallen, sondern durch talwärts gerichtete Kräfte an Ort und Stelle abgelagert worden. Solche Kräfte können hochgespannte Gase oder Wasser gewesen sein. Die erste Ansicht ist durch Völzing (1864) vertreten worden, der meint, die Massen seien nach Art der Glutwolken der Montagne Pelée vom Laacher See her in die Täler geblasen; die andere Ansicht besteht mit geringen Änderungen schon fast 100 Jahre, daß nämlich die Massen von Schlammströmen abgesetzt worden seien. Schlammstrom ist vielleicht kein glücklich gewähltes Wort; die Massen sind eher als ein steifer Brei in die Täler getrieben. Das Wasser, das hierbei wirksam war, kann aus dem Laacher See stammen, der zur Zeit jener Ausbrüche nachweisbar schon als Einsenkung vorhanden war. Seit ihrer Ablagerung liegen die Massen über und namentlich unter dem Grundwasserspiegel, der blaue, zugleich der beste, Traß am tiefsten, darüber der graue und gelbe Tuffstein. Durch die stete Durchfeuchtung mit Wasser wobei auch die hier überall im Boden vorhandene Kohlensäure mitgewirkt haben mag, hat der Traß besondere Eigenschaften angenommen: Das Glas, sein wirksamer Bestandteil, ist mehr und mehr kolloidal geworden und hat dazu, insbesondere durch Auslaugung von Alkalien, Änderungen in seinem chemischen Bestand erlitten, worüber die Analysen Auskunft geben." Im Gegensatz hierzu sind, wie bekannt, die Leucittuffe reine Ausbruchsgesteine; ihre nicht bekannten Ausbruchsstellen liegen voraussichtlich bei Rieden, Ettringen und Weibern. „Ihre örtliche Mächtigkeit und geringe Verbreitung spricht — nach Brauns (S. 20) — nicht dafür, daß sie hoch in die Luft geblasen seien; das Fehlen einer Schichtung in der Hauptmasse führt zu der Annahme, daß die Tuffe als nur aufgelockerte Massen vielleicht aus Spalten hervorgebrochen und in der nächsten Umgebung der Abbruchsstellen abgelagert seien. Hierfür spricht auch der Umstand, daß die in dem Tuff enthaltenen Gesteinsbrocken regellos in ihm verteilt sind ohne Rücksicht auf Größe und spezifisches Gewicht; die Tuffmasse selbst hat sie getragen. Sie sind jetzt derart fest mit ihr verbacken, daß sie beim Behauen der Steine nicht herausfallen; dies ist nicht etwa dadurch veranlaßt, daß sie mit dem Tuff verschmolzen und in diesen eingewickelt wären, sondern nur dadurch, daß die feine Tuffmasse wie ein fest gewordener Teig sie umhüllt." — Es zeigt sich also in der Gegenüberstellung der Entstehung von Traß und Leucittuf erneut der große Unter-

schied zwischen beiden. Also sowohl mineralogische als geologische grundlegende Scheidungsmerkmale trennen beide und sollten ausschließen, daß man auch Leucittuff, der an und für sich ja in manchen Lagen vielleicht als ein brauchbarer hydraulischer Zuschlag angesprochen werden kann, als Traß in der baulichen Praxis bezeichnet. In diesem Sinne wirkt die Arbeit von Geheimrat Prof. Dr. Brauns, wohl des besten Sachkenners der vulkanischen Eifel, hoffentlich in weiteren Kreisen, namentlich denen der wissenschaftlich gebildeten Bauingenieure, aufklärend. Deshalb sollte ihr auch, obwohl sie sich in erster Stelle an den Geologen wendet, eine größere Verbreitung in technischen Kreisen beschieden sein. M. F.

Ertragreichster Ausbau von Wasserkräften. Von Dr.-Ing. Leiner, beratender Regierungsbaumeister und Privatdozent an der Technischen Hochschule München. Mit 73 Abbildungen im Text. München und Berlin 1920. Druck und Verlag von R. Oldenbourg. Geheftet M 40.— zuzügl. Sortiments-Teuerungszuschlag.

Der Ermittlung der ertragsreichsten Ausbaugröße von Wasserkräften geht ein kurzes Kapitel voran, das der Einführung in die Grundlagen der Wirtschaftlichkeitsuntersuchung von Wasserkraftwerken dient, und zwar getrennt nach der Geld- und Kraftwirtschaft. Der Hauptinhalt des Werks, die Ermittlung der ertragsreichsten Ausbaugröße von Wasserkraftwerken, ist nach folgenden Ausbauformen geordnet und dadurch sehr übersichtlich gestaltet: Staubeckenwerke mit nahezu unveränderlichem und solche mit stark veränderlichem Gefälle; Freiwasserwerke mit nahezu unveränderlichem und solche mit stark veränderlichem Gefälle. Dann folgen als Abschluß kurze Betrachtungen über das Zusammenarbeiten mehrerer Werke, über Kraftwerke mit anpassungsfähiger Belastung und über Gegenbecken. Das bekannte Summenverfahren ist auch vom Verfasser seinen wasserwirtschaftlichen und elektrowirtschaftlichen Untersuchungen zugrunde gelegt, aber in äußerst geschickter und folgerichtiger Weise und durchaus selbständig weiterentwickelt worden. Dadurch ist es ihm gelungen, ein für die Praxis brauchbares Werk zu schaffen, an Hand dessen die wassertechnisch-geldwirtschaftlichen Faktoren von dem erfahrenen Wasserkraftfachmann schnell und klar entwickelt werden können und das somit zum Nachweise der wirtschaftlichen Richtigkeit des Ausbaues einer Wasserkraft hervorragend geeignet ist. Besondere einführende Abschnitte ermöglichen es aber auch dem Studierenden und Nichtsonderfachmann, in die eigenartigen Erwägungen und Methoden technisch-wirtschaftlicher Untersuchungen einzudringen. Das Buch gehört zu den wertvollsten und bemerkenswertesten Neuerscheinungen auf dem Gebiete der Wasserkraftnutzung, die ja für unsere Volkswirtschaft von gewaltiger Bedeutung geworden ist. Somit verdienen Buch und Verfasser besondere Beachtung und Empfehlung. H. Engels.

Kunststein-Straßenpflaster. Von Dr.-Ing. Joh. Klinkmüller. I. Teil. Anforderungen und Beschreibung der Pflastersteine. II. Teil. Erfahrungen und praktische Bewertung der Pflastersteine. Verlag Tonind.-Ztg. 1920. Preis gebd. M 7,50 für jeden Teil, ohne jeden Zuschlag.

Im Hinblick darauf, daß noch viel Unkenntnis auch in Fachkreisen, über die Herstellung, Art, Verbauung und Bewährung der Kunstpflastersteine besteht, die aber in unserer auf wirtschaftliche Gesichtspunkte hingewiesenen Zeit eine stetig steigende, durch ihren inneren Wert begründete Bedeutung erhalten, ist die vorliegende Arbeit von Dr.-Ing. Joh. Klinkmüller mit Freude zu begrüßen. Sie löst die gestellte Aufgabe wohl restlos und kann allen denen, die bei Stadt- und Staatsverwaltungen Fragen des Straßenbaues zu bearbeiten und zu lösen haben, desgleichen auch den Studierenden der Bauingenieurwissenschaften aufs wärmste empfohlen werden. Ein jeder wird wertvolle Anregungen und noch mehr Belehrung aus den Schriften mit sich nehmen! M. F.

Amerikanische Turmbauten. Von Dr. rer. pol. Karl Fritz Stöhr, Dipl.-Ing. Mit 55 Abb. Verlag R. Oldenbourg. Preis geh. M 20,—.

In dem ebenso lesenswerten wie hervorragend illustrierten Buche werden auf dem verhältnismäßig kurzen Raum von 29 Seiten behandelt die Gründe für die Entstehung der amerikanischen Turmbauten, ihre Finanzierung, Konstruktion und Rentabilität. Schon diese kurze Inhaltsangabe gibt zu erkennen, daß es sich im vorliegenden Falle nicht um technische Einzelheiten, sondern um die Gesamtanlage, namentlich auch in wirtschaftlicher Hinsicht handelt. Da der Verfasser die bezüglichen Verhältnisse eingehend an Ort und Stelle studiert hat, und zwar durch persönliche Einsichtnahme in die Unterlagen auf dem Büro und dem Bau, so dürfte seine Beurteilung als eine sachgemäße anzusprechen sein. Für deutsche Verhältnisse hält der Verfasser die Erbauung der Wolkenkratzer in einer Ausdehnung wie in Amerika weder für wirtschaftlich nötig, noch für wünschenswert aus ästhetischen und sozialen Gründen. Immerhin redet er aber das Wort der Schaffung größerer Gebäude für Zentralbehörden, als wie das jetzt üblich, in den Großstädten. Das würde seiner Ansicht nach aber nur die Erhöhung des vierstöckigen Gebäudes auf 8—10 Stockwerke bedeuten, eine Ausgabe, die sich wirtschaftlich, namentlich durch Ersparnis an Hausbeamten, Heizmaterial, Botengehältern usw. reichlich bezahlt machen würde. Auch braucht ein solcher Ausbau, namentlich für Rathäuser, die freistehen, keine Verunstaltung des Stadtbildes zu bedingen; ganz im Gegenteil wird ein geschickter Baukünstler gerade durch solchen überragenden Bau das Stadtbild zu heben wissen. In der Jetztzeit billigen und wirtschaftlichen Bauens taucht ja bereits an vielen Stellen Deutschlands der Gedanke auf, Turmhäuser zu errichten, namentlich auch, um Büroräume, in der Stadt verteilt, für Wohnungen frei zu bekommen. Gerade auch für diese Frage ist das vorliegende Buch bedeutungsvoll und kann daher allen denen, die sich mit solchen Aufgaben und Lösungen beschäftigen, als ein willkommener Beitrag empfohlen werden.

Technisch wertvoll wird die Veröffentlichung dadurch, daß sie als Beispiel die Erbauung eines 20stöckigen Büroturmbaues der Nationalbank in Chicago schildert, der in den Jahren 1912—1914 zur Errichtung kam; hier werden auch die verschiedensten Baustadien dem Leser in wirkungsvollen Zeichnungen und Bildern vorgeführt. Neben diesem Bau sind zudem eine Anzahl Abbildungen von bezeichnenden Turmbauten der Vereinigten Staaten angefügt. M. F.

Der Bau der Wolkenkratzer. Kurze Darstellung auf Grund einer Studienreise von Otto Rappold. Mit 307 Abb. im Text u. 1 Tafel. Verlag Oldenbourg 1913. Preis geb. 37,80 + Zuschläge.

Das Buch enthält weit mehr als der bescheidene Titel verrät. Es behandelt die Entstehung der Turmhäuser, die Voraussetzung für ihre Möglichkeit, die Fortleitung der Personenverkers während des Baus, die Gründung-, die Eisen- und Betonarbeiten, den Schutz gegen Wetter und Feuer, Decken, Scheidewände, Außenmauern, Verkehrseinrichtungen im Gebäudeinnern, maschinelle Anlagen usw.

Bei der zunehmenden Aufmerksamkeit, welche die amerikanischen Turmbauten nunmehr auch im Deutschen Reiche finden, darf auf dieses Werk ganz besonders hingewiesen werden. Obwohl bereits vor dem Kriege erschienen, ist es keineswegs veraltet, denn auch in Amerika ruhte während des Krieges die Bautätigkeit, so daß es nicht möglich ist, neuere Erfahrungen zu sammeln, als in diesem Buche verwertet sind. Eine Fülle von vorzüglichen Konstruktionszeichnungen und ausgezeichneten Lichtbildaufnahmen veranschaulichen das Stoffgebiet.

Aber auch inhaltlich darf das Werk wohl als das beste angesprochen werden, welches in deutscher Sprache über diesen Gegenstand geschrieben wurde. Das oben kurz mitgeteilte Inhaltsverzeichnis zeigt schon, daß nicht nur auf Einzelheiten des Hoch- und Tiefbaues eingegangen ist, sondern daß alle technischen Einrichtungen derartiger Riesenbauten berücksichtigt sind. Die Darstellung ist gemeinverständlich, so daß auch der Nichttechniker den Ausführungen folgen kann. Das Buch ist zweifellos berufen, eine Einführung in das Verständnis der amerikanischen Hochbauten zu bieten und gibt reiche Anregungen, die für die Ausführung derartiger Bauten in Deutschland von besonderem Nutzen sein werden. Darum sei es nicht nur Ingenieuren und Architekten, sondern allen, die sich mit der Frage der Turmhäuser beschäftigen müssen oder wollen, zur Anschaffung bestens empfohlen. Namentlich der konstruktiv arbeitende Bauingenieur wird in dem Werke viel Anregendes finden, aus ihm Wertvolles lernen und es hochbefriedigt lesen. Im besonderen sei das Werk aber allen denen besonders warm empfohlen, welche demnächst, sei es zum Studium oder zur Arbeit nach den Vereinigten Staaten gehen werden. Sie finden in dem Buche nicht nur Wertvolles über amerikanische Arbeitsart, sondern werden auch zum mindesten mittelbar über amerikanische Denkungsweise bestens belehrt.

Die Ausstattung ist erstklassig. Die zahlreichen Abbildungen sind technisch klar und einwandfrei wiedergegeben, wozu das vorzügliche Friedenspapier zu seinem Teile noch mitgeholfen hat. M. F.

Kachelöfen und Kachelherde in Bayern — 18 Konstruktionstypen. Bearbeitet von der Heiztechnischen Landeskommission München. Herausgegeben von der Bayer. Landeskohlenstelle München, Leopoldstraße 4/I. 1921. Preis M. 7.50.

Die Verbesserung der häuslichen Feuerstellen auf dem Wege der Normung der Öfen und Herde ist bei der Verschiedenheit der in den einzelnen Gegenden üblichen Konstruktionen weder möglich noch wünschenswert. Es erscheint vielmehr notwendig, die gebräuchlichen Heiz- und Kochanlagen konstruktiv wirtschaftlich auszugestalten und auf diese Weise Typen zu schaffen. Dieser Arbeit hat sich die Heiztechnische Landeskommission für das Hafnergewerbe in München mit bestem Erfolge unterzogen. Die Bayer. Landeskohlenstelle hat die Herausgabe der Sammlung zu dem außergewöhnlich niedrigen Preise von 7.50 M. übernommen. Dem gut ausgestatteten Heft ist im Interesse der Wärmewirtschaft des Hauses weiteste Verbreitung bei den Auftraggebern und Herstellern von Öfen und Herden zu wünschen. Für Gewerbe-, Bau- und Haushaltungsschulen ist das Werk ein unentbehrliches Lehrmittel.

Für die Schriftleitung verantwortlich: Geheimrat Dr.-Ing. E. h. M. Foerster, Dresden. — Verlag von Julius Springer in Berlin W.
Druck von H. S. Hermann & Co., Berlin SW 19, Beuthstrasse 8.

DER BAUINGENIEUR

2. Jahrgang | 15. Mai 1921 | Heft 9

DIE GÜTEVORSCHRIFTEN FÜR BETON.

Von Baumeister B. Löser, Dresden, i. Fa. Kell & Löser, Dozent a. d. Technischen Hochschule Dresden.

Nach dem auf der 24. Hauptversammlung des Deutschen Beton-Vereins 1921 zu Berlin gehaltenen Vortrage.

Über die „Gütevorschriften für Beton" in den jetzt gültigen deutschen Eisenbetonbestimmungen wurde bei deren Beratung 1915 sehr lebhaft verhandelt. Leider erhielten die Gütevorschriften eine Fassung, die als wenig glücklich bezeichnet werden muß; sie ist wissenschaftlich nicht haltbar und praktisch bedenklich. Es scheint deshalb an der Zeit zu sein, die Frage der Gütevorschriften für Beton erneut aufzurollen.

Die jetzt geltenden deutschen Eisenbetonbestimmungen enthalten in § 18 die zulässigen Beanspruchungen für Beton, die an bestimmte Mindestfestigkeiten gebunden sind. Diese Würfeldruckfestigkeiten müssen auch mit weich oder flüssig angemachtem Beton erreicht werden, der nach den Vorschriften in dicht schließenden Eisenformen zu Probewürfeln von 20 cm Kantenlänge zu verarbeiten ist.

Um auch älteres Versuchsmaterial mit 30 cm großen Würfeln heranziehen zu können, muß das Festigkeitsverhältnis der Würfel von 30 cm Kantenlänge zu solchen von 20 cm Kantenlänge festgestellt werden. Dieses Verhältnis darf angenommen werden wie folgt:

$$W_{30} : W_{20} = 100 : 110,$$

d. h. die Druckfestigkeit der kleineren Würfel ist um 10 vH größer als die der größeren. Die Zusammenstellung 1 enthält

in Spalte 2 die zulässigen Betonbeanspruchungen σ_b,

„ „ 3 die entsprechenden Mindestdruckfestigkeiten im Alter von 28 Tagen bei 20-cm-Würfeln,

„ „ 4 desgl. nach 45 Tagen,

in Spalten 5 u. 6 die entsprechenden Druckfestigkeiten bei 30-cm-Würfeln.

Zusammenstellung 1.

Art des Bauteiles	σ_b	Würfeldruckfestigkeit Eisenform 20 cm 28 Tg.	20 cm 45 Tg.	30 cm 28 Tg.	30 cm 45 Tg.
1	2	3	4	5	6
Decken und Unterzüge . . .	40	150	180	136	164
Säulen und Stützen	35	180	210	164	191
„ „ „	40	240	280	218	254
„ „ „	50	300	350	273	318
Rahmen und Bögen	45	230	270	209	246
	50	260	300	236	273

Es sei nun zunächst die Frage aufgeworfen, ob es bei den üblichen Bauausführungen möglich ist, mit weicher und flüssiger Betonmasse unter Verwendung der vorgeschriebenen Eisenformen die Würfelfestigkeiten zu erreichen, die in den deutschen Eisenbetonbestimmungen gemäß Zusammenstellung 1 gefordert werden. Dabei ist besonders zu beachten, daß das Prüfungsverfahren auch für weichen und flüssigen Beton angewendet werden muß. Die folgende Zusammenstellung 2 enthält eine Anzahl Versuchsergebnisse von Dyckerhoff & Widmann aus den Jahren 1914 und 1915. Sie gibt an die Druckfestigkeiten erdfeuchten, weichen und flüssigen Betons im Alter von 45 Tagen bei 30 cm Kantenlänge der Würfel. Man erkennt aus Zusammenstellung 2:

1. Mit zunehmendem Wassergehalt fallen die Festigkeiten der in Eisenformen hergestellten Würfel. Mittleres Verhältnis der Würfelfestigkeiten Erdfeucht : Weich : Flüssig = 100 : 70 : 50.
2. Es gelingt nur ausnahmsweise, bei weichem oder flüssigem Beton mit Würfeln, die in Eisenformen hergestellt wurden, die vorgeschriebenen Festigkeiten zu erreichen.

Zusammenstellung 2.

D. u. W, 1914—15, 30-cm-Eisenform, Alter 45 Tage.

Nr.	M.-V.	Würfelfestigkeit kg/cm² erdfeucht	weich	flüssig	Verhältniszahlen erdfeucht	weich	flüssig
1	2	3	4	5	6	7	8
1	1 : 4	261	196	143	100	75	55
3	1 : 4	336	282	191	100	84	57
4	1 : 5	191	133	105	100	70	55
6	1 : 5	291	222	151	100	76	52
14	1 : 5	304	236	156	100	78	51
15	1 : 5	303	241	185	100	79	61
16	1 : 5	321	283	205	100	78	64
17	1 : 5	263	238	139	100	90	53
18	1 : 5	270	210	132	100	78	49
7	1 : 6	162	118	87	100	73	54
9	1 : 6	234	162	118	100	69	50
10	1 : 6	240	203	93	100	85	39
25	1 : 6	235	121	88	100	52	37
26	1 : 6	297	157	127	100	53	43
27	1 : 6	311	213	144	100	68	46
		Gefordert 164—318 kg/cm²			100	74	51

Zu dem gleichen Ergebnis kommt Geh. Reg.-Rat Prof. Dr.-Ing. Gary in Heft 29 des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton, wo auf Seite 27 gesagt wird:

„Man wird bei Anwendung sehr nassen Betons nur auf verhältnismäßig niedrige Festigkeiten rechnen können."

Die Zusammenstellung 3 enthält Versuchsergebnisse von Dr.-Ing. Gary mitgeteilt auf Seite 5, Heft 39 des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton. Auch diese Zahlen bleiben unter den in den Bestimmungen festgelegten Mindestzahlen.

Zusammenstellung 3.

Flüssiger Beton, Eisenform 20 cm, Alter 28 Tage. Nach Prof. Gary, DAfE Heft 39.

Nr.	M.-V.	Würfelfestigkeit	Nr.	M.-V.	Würfelfestigkeit
1	2	3	4	5	6
h	1 : 4	157	i	1 : 5	122
g_1	1 : 4	132	a	1 : $5^1/_3$	75
b	1 : 4	123	p	1 : 6	75
c	1 : $3^1/_5$	155	B	1 : 6	68

Gefordert: 150—300 kg/cm².

Zusammenstellung 4 gibt zunächst in Zeile 1 Durchschnittsfestigkeiten von erdfeuchtem Beton, 30 cm Würfelgröße, Eisenform, 28 Tage Alter. Die Zahlen stammen von Prof. Burchartz und sind im Deutschen Betonkalender 1921, Seite 201, veröffentlicht. Zeile 2 enthält die errechneten Druckfestigkeiten für erdfeuchten Beton bei 20 cm Kantenlänge, Zeile 3 und 4 die zu erwartenden Würfelfestigkeiten für weichen und flüssigen Beton. Die Zeile 2 ist aus Zeile 1 abgeleitet nach dem Verhältnis 110:100. Die Zeilen 3 und 4 gehen aus Zeile 2 hervor durch Vervielfachung mit den früher gefundenen Abminderungszahlen 0,7 für weichen und 0,5 für flüssigen Beton.

Zusammenstellung 4.

Durchschnitts-Würfelfestigkeiten, Eisenform, Alter 28 Tage.

Nr.		Mischungs-Verhältnis 1:3	1:4	1:5	1:6	1:7	1:8	1:9
		2	3	4	5	6	7	8
1.	Erdfeucht 30 cm . .	350	270	215	175	150	130	110
2.	Erdfeucht 20 cm . .	385	297	236	192	165	143	121
3.	Weich 20 cm	270	208	165	134	115	100	85
4.	Flüssig 20 cm	192	148	118	96	82	71	60

Gefordert 150—300 kg/cm².

Auch die Zahlen der Zusammenstellung 4 bestätigen, daß mit weichem und flüssigem Beton den Gütevorschriften der deutschen Eisenbetonbestimmungen im allgemeinen nicht genügt werden kann.

Aus den vorstehenden Erörterungen erkennt man aber auch, daß aus der nackten Festigkeitszahl, die der Druckversuch liefert, der wichtige Schluß nicht gezogen werden kann, ob der Beton für Eisenbetonbauten geeignet ist oder nicht. Ohne Kenntnis des Wasserzusatzes könnte man beispielsweise bei 120 kg/cm² Druckfestigkeit schließen auf flüssigen Beton 1 : 5, weichen Beton 1 : 7 oder erdfeuchten Beton 1 : 9.

Als erstes Ergebnis hebe ich hervor:

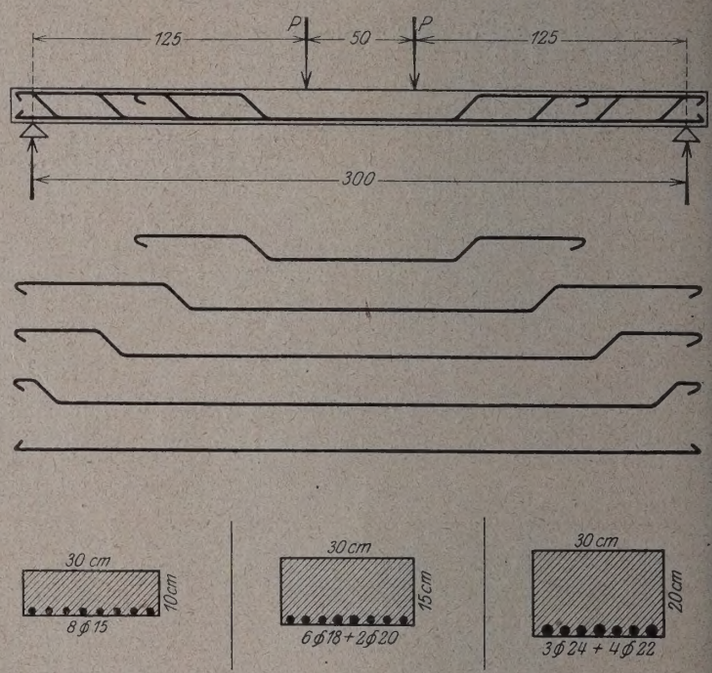
Mit den im Eisenbetonbau nötigen reichlichen Wasserzusätzen und den in der Praxis bewährten Mischungsverhältnissen werden bei Anwendung des vorgeschriebenen Prüfungsverfahrens die geforderten Mindestfestigkeiten nicht erzielt.

Es ist nun zu entscheiden, ob die seit mehreren Jahrzehnten bewährte Ausführungsweise oder das Prüfungsverfahren falsch ist. Wäre das vorgeschriebene Prüfungsverfahren richtig, dann wären fast alle unsere Bauwerke minderwertig. Sind aber die Bauwerke gut, dann sind die Prüfungsvorschriften falsch und müssen geändert werden. Auf Grund unserer langjährigen Erfahrungen sind wir Praktiker darin vollkommen einig, daß wir mit flüssigem und weichem Beton recht gute Bauwerke erhalten, wenn der entsprechende erdfeuchte Beton Würfelfestigkeiten von 200 kg im Alter von 28 Tagen ergibt. Die Eignung der Baustoffe und die Güte des Mischverfahrens sprechen sich in der Prüfung des erdfeuchten Betons aus, ohne daß die Ergebnisse durch den Grad des Wasserzusatzes getrübt sind. Wir sind davon überzeugt, daß nicht die Bauten schlecht sind, sondern daß das Prüfungsverfahren für weichen und flüssigen Beton ungeeignet ist und zu Trugschlüssen führt. Um dies nachzuweisen, regte ich in dem Beirat des Dresdener Versuchs- und Materialprüfamtes einige Versuchsreihen an, bei denen die nach den deutschen Bestimmungen ermittelten Würfelfestigkeiten in Vergleich gesetzt werden sollten mit der Biegedruckfestigkeit des gleichen Materials. Die Angelegenheit wurde unter Leitung von Prof. Dr.-Ing. Gehler beraten und führte zu folgendem Versuchsplan, an dessen Aufstellung Prof Spangenberg, Regierungsbaumeister Amos und der Verfasser besonders beteiligt waren.

Versuchsprogramm.

Es wurden geprüft

6 Reihen Balken auf Biegung, 300 cm Stützweite, Querschnitt 10.30 cm, 15.30 cm und 20.30 cm.

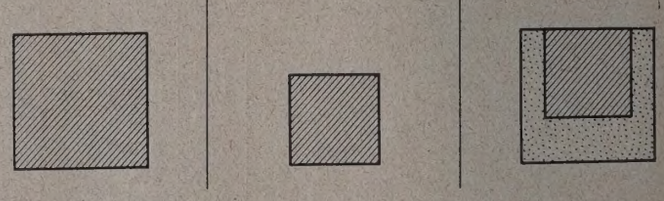


2 Mischungsverhältnisse:
1 RT Zement, 4 RT Kiessand, 2 RT Syenitsplitt,
1 RT Zement, 4,5 RT Kiessand.

2 Feuchtigkeitsgrade, weich und flüssig.

An Würfelprüfungen wurden vorgenommen:
Beton beider Mischungsverhältnisse 1 : 4 : 2 und 1 : 4½, erdfeucht und mit dem Feuchtigkeitsgrad des Balkenbetons mit

30 cm Kantenlänge in Eisenform,
20 cm Kantenlänge in Eisenform,
20 cm Kantenlänge in Gipsform.



Sämtliche Versuchsreihen zu je 3 Stück Einzelkörpern wurden im Alter von 28 Tagen geprüft. Da die Zerstörung der Balken durch Überwindung der Betondruckfestigkeit

erfolgen sollte, mußte die Zugbewehrung so stark gewählt werden, daß die Eisenspannung beim Bruch unter der Eisenstreckgrenze verblieb. Diese Bedingung führte zu einem Bewehrungsprozentsatz von 5,1. Die Versuchsergebnisse sind in Zusammenstellung 5 eingetragen.

Abb. 1 stellt einen geprüften Balken unter der Presse dar. Man erkennt, daß es gelungen ist, die Zerstörung des Balkens durch Überwindung der Biegedruckfestigkeit der Druckzone herbeizuführen, während die Balkenköpfe nicht gerissen sind.

Abb. 2 zeigt eine der zur Herstellung der Balken benutzten

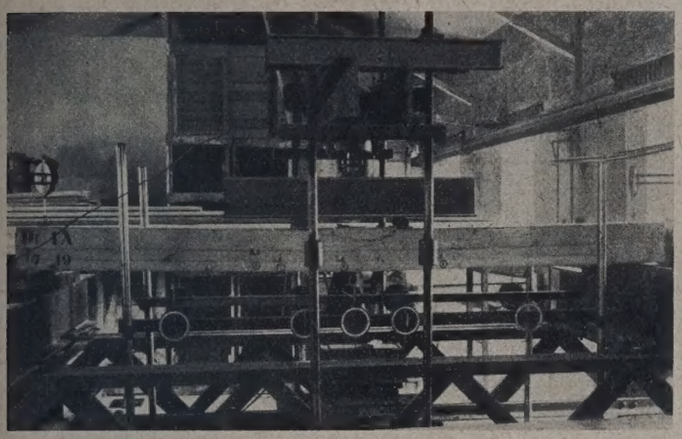


Abb. 1.

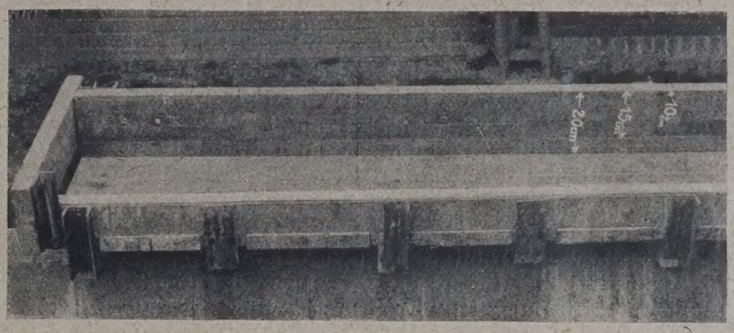


Abb. 2.

Holzformen, die nicht neu angefertigt wurden, weil sie von älteren Versuchen vorhanden waren. Im Vergleich zur Schalung der Bauwerke sind die Holzformen als recht dicht zu bezeichnen und es ist anzunehmen, daß bei baumäßiger Herstellung der Probebalken ein stärkeres Abfließen des Wassers aus dem flüssigen und weichen Beton eintreten würde als bei den ziemlich dichten Holzformen, wie in Abb. 2 dargestellt.

Als wichtigste Ergebnisse der Dresdener Versuche sind hervorzuheben:

Unter der Annahme des üblichen Rechnungsverfahrens findet man die Biegedruckfestigkeit beim Bruch der Balken zu 149–226 kg/cm², Mittelwert 188 kg/cm². Die Würfelfestigkeit des erdfeuchten Betons bei 20 cm Kantenlänge der Würfel wurde zu 254 bez. 262 kg/cm² gefunden. Wie zu erwarten, entsprachen die Würfelfestigkeiten des weichen bzw. flüssigen Balkenbetons den Vorschriften nicht. Diese Festigkeiten waren

102, 157, 88, 141, 121, 82 kg/cm².

Aus diesen Würfelfestigkeiten würde die Baupolizeibehörde nach den gültigen Bestimmungen auf minderwertigen Beton schließen und die Abnahme der daraus erstellten Bauwerke verweigern. Die Biegeproben ergeben jedoch im Gegensatz hierzu vollkommen ausreichende Werte, nämlich 188 kg/cm² im Mittel. Die Versuchsreihen bestätigen also wie zu erwarten war: Die mit flüssigem und weichem Beton hergestellten Bauteile besitzen ausreichende Tragfähigkeit. Die nach den gültigen Bestimmungen gewon-

Zusammenstellung 5.
Versuchsergebnisse Dresden 1920.

	Nr. 1	Nr. 2	Nr. 3	Nr. 4	Nr. 5	Nr. 6
Balken						
Querschnitt	10.30	15.30	15.30	15.30	15.30	20.30
Mischungsverhältnis	1:4:2	1:4:2	1:4:2	1:4½	1:4½	1:4:2
Wasserzusatz	flüssig	weich	flüssig	weich	flüssig	flüssig
„ in vH des Gemenge-Trockengewichts	14,5	11	14,5	12	16	14,5
Einzellast P i. M.	965	2386	1737	2715	2375	3542
Biegedruckfestigkeit σ_b	192	199	149	226	198	163
Würfel						
Erdfeucht 30 cm Eisenform, 7–8 vH Wasser	223	223	223	224	224	223
„ 20 cm Eisenform, „ „ „	254	254	254	262	262	254
„ 20 cm Gipsform, „ „ „	256	256	256	292	292	256
Weich 30 cm Eisenform, 11–12 vH Wasser	—	136	—	130	—	—
„ 20 cm Eisenform, „ „ „	—	157	—	141	—	—
„ 20 cm Gipsform, „ „ „	—	167	—	180	—	—
Flüssig 30 cm Eisenform, 14,5–16 vH Wasser	102	—	—	—	108	73
„ 20 cm Eisenform, „ „ „	102	—	88	—	121	82
„ 20 cm Gipsform, „ „ „	174	—	123	—	185	118
$\varphi_1 = \frac{\text{Biegedruckfestigkeit } \sigma_b}{\text{Würfelfestigkeit 20 cm, erdfeucht}}$	0,756	0,784	0,610	0,862	0,761	0,643
	Mittelwert $\varphi_1 = 0{,}736$					
$\varphi_2 = \frac{\text{Biegedruckfestigkeit } \sigma_b}{\text{Würfelfest 20 cm Eisenform, weich bzw. flüssig}}$	1,88	1,27	1,69	1,60	1,64	1,99
	Mittelwert $\varphi_2 = 1{,}678$					

nenen Würfelfestigkeiten des weichen und flüssigen Betons erfüllen die Vorschriften nicht, woraus die Unzulänglichkeit des Prüfungsverfahrens hervorgeht.

Zu ähnlichem Ergebnis kommt Prof. Dr.-Ing. Gary in Heft 39 des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton. Es heißt dort u. a.:

> Die für den Stampfbeton üblichen undurchlässigen eisernen Formen für Druckprobekörper von 20 cm Seitenlänge sind für flüssigen Beton nicht geeignet, weil die in ihnen hergestellten Körper infolge Festhaltens des überschüssigen Wassers unter anderen Umständen erhärten, als der Beton im Bauwerk, der in der Regel nach den Seiten und nach unten hin, abgesehen von der Verdunstung an der Oberfläche, reichlich Wasser abzugeben vermag.

In § 18 der Eisenbetonbestimmungen sind Bruchzahlen für die Biegedruckfestigkeit nicht enthalten, weshalb noch darauf einzugehen ist, ob Betondruckfestigkeiten bei Biegung von 150—200 kg/cm² ausreichend sind. Bei Beurteilung dieser Frage ist zu beachten, daß der Bewehrungsprozentsatz einfach bewehrter Bauteile, die auf Biegung beansprucht werden, 0,55 bis 0,80 beträgt, wie aus Zusammenstellung 6 ersichtlich ist. Diese enthält in Spalte 4 für die wichtigsten Spannungsverhältnisse den Bewehrungsanteil bezogen auf den Nutzquerschnitt b.h der auf Biegung beanspruchten Bauteile. Erfahrungsgemäß wird der Bruch solcher Bauteile eingeleitet, wenn die Eisenspannung die Streckgrenze überschreitet. Für Handelseisen liegt die Streckgrenze zwischen 2400 bis 3000 kg/cm², im Mittel bei

Zusammenstellung 6.

σ_b	σ_e	$f_e = \frac{b\,h}{k}$	φ
40	1200	180	0,55
35	1000	166	0,60
35	900	140	0,71
30	750	133	0,75
50	1200	125	0,80

2700 kg/cm². Die Streckgrenze liegt also etwa bei dem 2,2-fachen der zulässigen Eisenbeanspruchung. Überlastet man also eine Decke oder einen Unterzug, so wird die Zerstörung eingeleitet bei etwa 2700 kg/cm² Eisenzugspannung. In demselben Verhältnis wie die Eisenspannungen steigen auch die Betonspannungen. Es kann also bei Eintritt des Bruches die obere Betonrandspannung nicht über das 2,2-fache der zulässigen Beanspruchung steigen, also nicht über 88—110 kg/cm². Man erkennt hieraus, daß es bei den üblichen, auf Biegung beanspruchten Bauteilen mit einem Bewehrungsprozentsatz von 0,6—0,8 ganz unmöglich ist, selbst im Bruchzustand höhere Biegedruckspannungen als 88—110 kg/cm² zu erreichen. Wenn daher die Biegedruckfestigkeit des Betons 150—200 kg/cm² beträgt, so bietet die Betondruckzone einen höheren Sicherheitsgrad als die Eisenzugzone, und man wird deshalb Biegedruckfestigkeiten von 150—200 kg/cm² als vollkommen ausreichend bezeichnen müssen. Solche Festigkeiten erreichen wir aber bei der üblichen Ausführungsweise, wenn geeignete Baustoffe im Mischungsverhältnis 1 : 5 bis 1 : 6 weich oder flüssig verarbeitet werden.

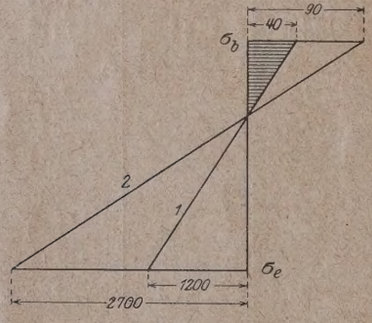


Abb. 3.

Die Dresdner Versuchsergebnisse bestätigen die Erfahrungen, die an Tausenden von Eisenbetonbauwerken in den letzten Jahrzehnten gemacht worden sind, nämlich:

Weicher und flüssiger Beton, in üblicher Weise zwischen Holzschalungen verarbeitet, erreicht vollkommen genügende Biegedruckfestigkeit, wenn erdfeucht gestampfte Würfel von 20 cm Kantenlänge nach 28 Tagen mindestens 200 kg/cm² Druckfestigkeit besitzen.

Das Prüfungsverfahren, weichen und flüssigen Beton wie erdfeuchten in eisernen Würfeln zu behandeln, ist falsch und führt zu Irrtümern. Die Eisenformen hindern den Austritt des überschüssigen Wassers, was im Bauwerk erfahrungsgemäß durch die Glinzen der Holzschalung abtropft. Der Beton erhärtet in den Eisenformen, in denen das überschüssige Wasser gefangen bleibt, unter ganz anderen Bedingungen wie der Bauwerksbeton in der Holzschalung. Der Würfelbeton darf deshalb keinesfalls mit dem Bauwerksbeton verglichen werden.

§ 6 Punkt 5 der Bestimmungen lautet:

> Die Festigkeit des Betons nimmt mit steigendem Wasserzusatz ab; erdfeuchter Beton erreicht eine höhere Festigkeit als weicher und dieser wiederum eine höhere Festigkeit als flüssiger Beton. Zur Erreichung der vorgeschriebenen Festigkeiten muß somit die Menge des Zementes um so größer sein, je höher der Wasserzusatz ist; das Mischungsverhältnis von Zement zu Sand und Zuschlägen ist deshalb je nach dem Wassergehalt des Betons zu bestimmen.

Die vorstehende Bestimmung entspricht nicht den Erfahrungen der Praxis. Sie schließt in unzulässiger Weise von den Probewürfeln auf den Beton des Bauwerkes. Erfahrungsgemäß erhalten wir mit geeigneten Baustoffen durchaus brauchbare Bauwerke, auch wenn der Beton weich oder flüssig einheitlich im Mischungsverhältnis 1 : 5 bis 1 : 6 verarbeitet wird.

Die Gütevorschriften in der heute gültigen Fassung enthalten den technisch verwerflichen Anreiz, erdfeuchten Beton auch für Eisenbetonbauten anzuwenden. Das ist bedenklich, weil eine sichere Umschließung der Eisen und ein dichter Beton nur mit weichem oder flüssigem Gemisch erzielt werden kann. Schon die vorläufigen Leitsätze des Jahres 1904 sprachen klipp und klar aus:

> „Der Beton muß so weich verarbeitet werden, daß eine vollständig dichte Umschließung der Eiseneinlagen durch den Mörtel des Betons erzielt wird."

Erdfeuchter Beton sollte für Eisenbetonbauten nicht verwendet werden. Beim erdfeuchten Beton ist man auf die Zuverlässigkeit jedes einzelnen Arbeiters auf der Baustelle angewiesen. Wird zu wenig gestampft, so entstehen trotz vorzüglicher Würfelfestigkeiten im Bauwerke Nester und Hohlräume, die zu ernstesten Folgen führen können. In der Unfallstatistik des Deutschen Betonvereins wird bei 2 Einstürzen auf diesen Mißstand hingewiesen. Dagegen sind Hohlräume und Nester bei weicher und flüssiger Betonmasse nicht möglich. Mag auch die Würfelfestigkeit des erdfeuchten Betons höher sein als die weichen oder flüssigen Betons, der Sicherheitsgrad des Bauwerkes ist ganz gewiß bei weicher oder flüssiger Arbeitsweise ungleich größer als bei erdfeuchter Bauweise.

Abb. 4 und 5 stammen von einer umschnürten Säule, die aus flüssigem Beton hergestellt wurde. Infolge einer später angeordneten Grundrißänderung mußte die Säule wieder beseitigt werden. Die Struktur des Betons bewies sich als einwandfrei.

Die falsche Würfelprobe mit Eisenformen gibt für den technisch richtigen Beton zu niedere Druckfestigkeiten und bildet dadurch dauernd eine Quelle höchst unangenehmer Auseinandersetzungen mit Baupolizei und Bauherrn. Wer sachgemäß baut und den Beton weich oder flüssig verarbeitet, bekommt zu kleine Würfelfestigkeiten. Wer aber unsachgemäß baut und erdfeuchten Beton verwendet, erhält ein schlechtes Bauwerk, dafür aber hohe Würfelfestigkeiten, erntet das Lob

der Baupolizei, das Vertrauen seines Bauherrn. Die unsachgemäße erdfeuchte Bauweise wird sogar nach § 18, 2 besonders belohnt durch Zulassung höherer Spannungen, bis zu 50 kg/cm², denn nur bei unsachgemäßer erdfeuchter Bauweise sind große Würfelfestigkeiten, die zu höheren Beanspruchungen berechtigen, zu erlangen.

Es sei eine Erfahrung aus eigener Praxis mitgeteilt. Ort der Handlung: Eine ländliche Gemeinde Sachsens. Zeit: 1915. Bei der gleichen Bauherrschaft wurden einige Jahre vorher mit den gleichen Zuschlagsstoffen erfolgreich Bauten ausgeführt. Bei dem 2. Bau 1915 bestand der baupolizeiliche Sachverständige auf Herstellung von Betonprobewürfeln. Im Alter von 28 Tagen bei 30 cm Kantenlänge kam nur 147 kg/cm² Würfelfestigkeit heraus. Nunmehr wurde der Bauherr durch die Baupolizei von der angeblichen Minderwertigkeit des Betons benachrichtigt und angewiesen, die Decken nur bis $^2/_3$ der rechnungsmäßigen Nutzlast in Anspruch zu nehmen. Der Bauherr antwortete prompt mit Ankündigung der Schadenersatzklage gegen die ausführende Firma. Auch der redegewandtesten Unternehmung wird es in solchem Falle nicht gelingen, den Bauherrn davon zu überzeugen, daß das Bauwerk gut ist und nur das Prüfungsverfahren nichts taugt. Das Vertrauen des Bauherrn zur ausführenden Firma ist unwiderruflich dahin. Der Fall zeigt, in welch geradezu verheerender Weise das falsche Prüfungsverfahren den guten Ruf der Ausführungsfirmen untergräbt.

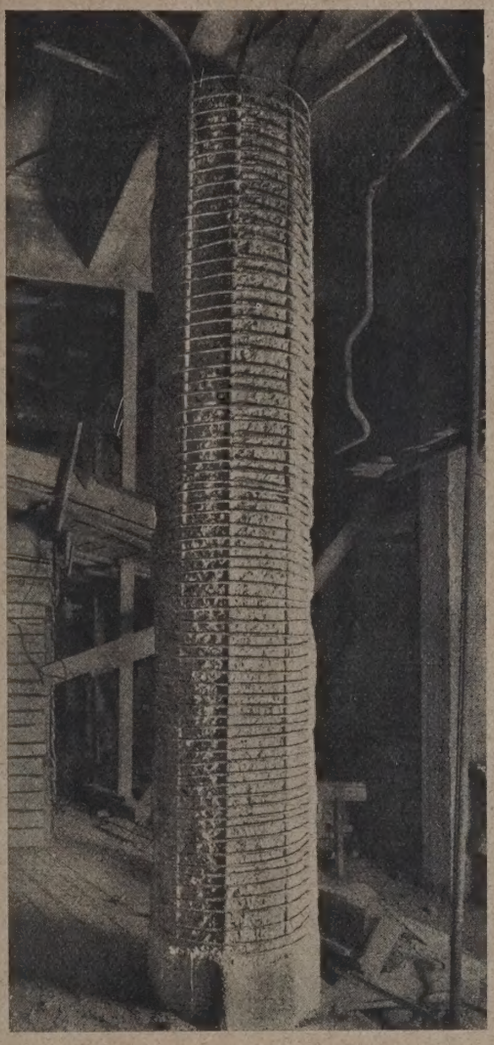


Abb. 4.

Um Prüfungsverfahren und Erfahrungen der Praxis wieder in Einklang zu bringen, wird vorgeschlagen, zur Betonprüfung grundsätzlich nur Würfel aus erdfeuchtem Beton zu verwenden. Für die Herstellung der Probewürfel ist dann gegen die eiserne Form nichts einzuwenden. Die Würfelprobe gibt Aufschluß

1. ob die Baustoffe geeignet sind,
2. ob das Mischungsverhältnis zweckmäßig ist,
3. ob der Mischvorgang gut ist.

Andere Aufschlüsse soll man von der Würfelprobe nicht erwarten, ein Standpunkt, der von Prof. Dr.-Ing. Gehler immer mit besonderem Nachdruck vertreten wurde. Nur bei erdfeuchtem Beton wird die Würfelfestigkeit eine Qualitätszahl, aus der ersichtlich ist, ob Baustoffe, Mischungsverhältnis und Mischverfahren für die Zwecke des Eisenbetonbaues gut oder schlecht sind. Die Erfahrung zweier Jahrzehnte beweist, daß wir mit weichem und flüssigem Beton noch immer einwandfreie Bauwerke erhielten, wenn der Beton im erdfeuchten Zustande hinreichende Würfelfestigkeiten ergab. Als Würfelfestigkeit empfehle ich in Anlehnung an die bestehenden Vorschriften für erdfeuchten Beton im Alter von 28 Tagen, 20 cm Kantenlänge, Herstellung in Eisenform:

für Decken und Unterzüge	$\sigma_b = 40$ kg/cm²	$W = 200$ kg/cm²
für Säulen	$\sigma_b = 35$ „	$W = 240$ „
Rahmen und Bögen . . .	$\sigma_b = 40$ „	$W = 240$ „
„ „ „ . . .	$\sigma_b = 50$ „	$W = 300$ „
Säulen	$\sigma_b = 40$ „	$W = 280$ „
„	$\sigma_b = 50$ „	$W = 350$ „

Die nachfolgenden Bestimmungen sind zu streichen:

§ 6, Punkt 5, „Die Festigkeit des Betons . . . . . bis je nach dem Wassergehalt des Betons zu bestimmen."

§ 7, Punkt 4, „Zur guten und dichten Umhüllung . . . . . bis nicht zu trocken angemacht werden."

Abb. 5.

An Stelle dieser Bestimmungen wird die Forderung der vorläufigen Leitsätze aus dem Jahre 1904 empfohlen:

„Der Beton muß so weich verarbeitet werden, daß eine vollständig dichte Umschließung der Eiseneinlagen erzielt wird."

Für § 18, Punkt 1 und 2 wird folgende Fassung vorgeschlagen:

„Die zulässigen Betonbeanspruchungen gelten, wenn erdfeucht gestampfte Würfel von 20 cm Kantenlänge im Alter von 28 Tagen 200 kg/cm² Druckfestigkeit besitzen. Ist der Beton für Säulen oder Stützen bestimmt, so muß die Druckfestigkeit erdfeucht gestampfter Würfel nach 28 Tagen 240 kg/cm² betragen. Werden höhere Würfelfestigkeiten nachgewiesen, so dürfen Säulen und Stützen mit dem Siebentel, Rahmen und Bogen mit dem Sechstel derselben beansprucht werden bis zum Höchstwert von 50 kg/cm²."

Aus den vorstehenden Erörterungen dürfte hervorgehen, daß die Richtigstellung der jetzt gültigen Gütevorschriften für Beton auf das dringendste gefordert werden muß.

UMBAU DES WASSERTURMES DER BERLINER MASCHINENBAU-ACTIENGESELLSCHAFT VORMALS SCHWARTZKOPF IN WILDAU.

Von O. Leitholf, Berlin.

Die von genannter Gesellschaft in Wildau bei Königswusterhausen erbaute und 1901 in Betrieb genommene Lokomotivfabrik wies für ihre Wasserversorgung und diejenige der dort gleichzeitig großzügig errichteten Arbeiterkolonie, welcher Konsumanstalt, Gesellschaftshaus, Schule, Kirche und Pfarrhaus nicht fehlen, einen Wasserturm (Abb. 1) auf, der in seinem Kopfstock, in 25 m über Gelände beginnend, einen Wasserbehälter Intzescher Bauart von 150 cbm Nutzinhalt enthielt und der sich den stetig auftretenden Erweiterungen aller Anlagen gegenüber bald als zu klein erwies.

Der Verfasser, der schon beim Entwurf dieser Anlage tätig war, erhielt nun 1917 von der Gesellschaft den Auftrag, diesen Wasserturm ohne Eintritt einer Betriebsstörung derart umzubauen, daß ein zweiter in 40 m Höhe über Gelände anzuordnender Behälter von 300 cbm Nutzinhalt Aufstellung finden könne.

Abb. 1.

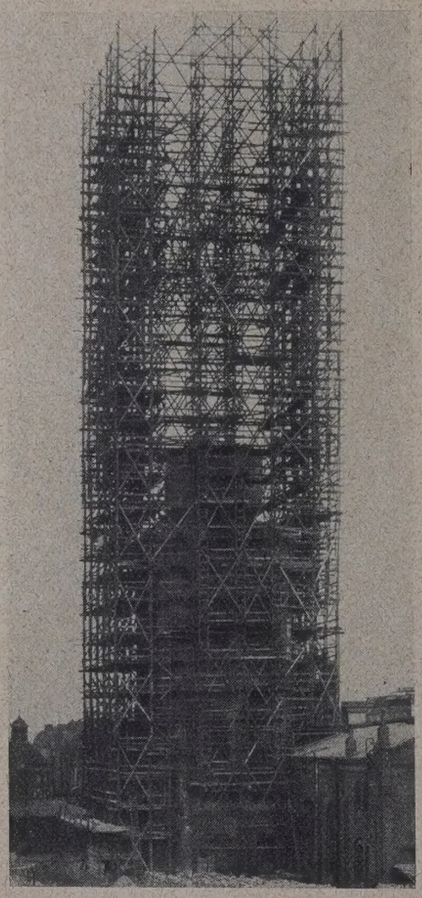


Abb. 2.

Abb. 3.

Die Lösung dieser Aufgabe wurde vom Verfasser in folgender Weise herbeigeführt.

Zunächst wurde eine Verstärkung des alten Turmunterbaues vorgenommen, welcher aus Ziegelmauerwerk bester Ausführung besteht. Er reicht mit seiner Fundamentplatte 4,55 m unter Gelände, über letzterem hat er bis zum vorhandenen Wasserbehälter, wie bereits erwähnt, noch 25 m, insgesamt 29,55 m Höhe (Abb. 5). Keller- und Erdgeschoß sind zusammengezogen worden und bilden gemeinsam den Pumpenraum E. Über letzterem sind noch 4 normale Geschosse vorhanden; man vergleiche Abb. 5, die auch im Verein mit Abb. 6 und 7 die gewählten Wandstärken erkennen läßt. Die durchgehende Grundplatte mit quadratischem Grundriß von 10,9 m Seitenabmessung ist in Beton 1 m stark ausgeführt worden, während der auf der Platte stehende Aufbau bei gleichfalls quadratischer Grundrißform 8,40 m Seitenabmessung aufweist. Bei den bei den untersten Geschossen ist nur die vordere Frontwand des Turmunterbaues nicht eingebaut. Während einerseits die Turmrückwand mit der Frontwand der Maschinen-Zentralanlage zusammenfällt, lehnen sich anderseits gegen die beiden Turmseitenwände, in ihrer ganzen Tiefe einstöckige Anbauten, die beim Umbau um 1 Stock erhöht wurden (Abb. 4 und 5). Bei diesen beiden untersten Geschossen waren bei den Verstärkungsarbeiten noch zu berücksichtigen die Behinderungen durch vorhandene Türen und Treppen, weiterhin die Pumpenanlagen, die teilweise durch stärkere ausgewechselt werden mußten und die Unantastbarkeit der äußeren Frontwandflucht der Turmrückwand, die zugleich Innenflucht der Frontwand der Zentralanlage ist und die auch zur Lagerung des Montagelaufkranes dient (Abb. 5).

Die notwendig werdenden Verstärkungen des alten Unterbaues wurden nur bei den vier Turmecken vorgenommen, und zwar in den 3 oberen nicht eingebauten Stockwerken II—IV durch Vormauerung von je zwei strebepfeilerartigen Vorlagen, die in den beiden untersten Geschossen nur an der Turmstirnwand heruntergeführt werden konnten, während bei den drei übrigen Turmwänden die Verstärkungen dem vorhandenen Raum angepaßt werden mußten. Die Querschnitte aller Verstärkungsarbeiten sind aus den Abb. 5 bis 7 zu ersehen, wo sie durch gekreuzte Schraffur gekennzeichnet sind. Die Unterfahrungen und Vergrößerungen der Fundamentplatte an ihren vier Ecken zeigen die Abb. 5 u. 6. Alle Arbeiten wurden in Klinkermauerwerk in Zementmörtel ausgeführt, soweit statt der Klinker nicht Rathenower Verblender in Frage kamen.

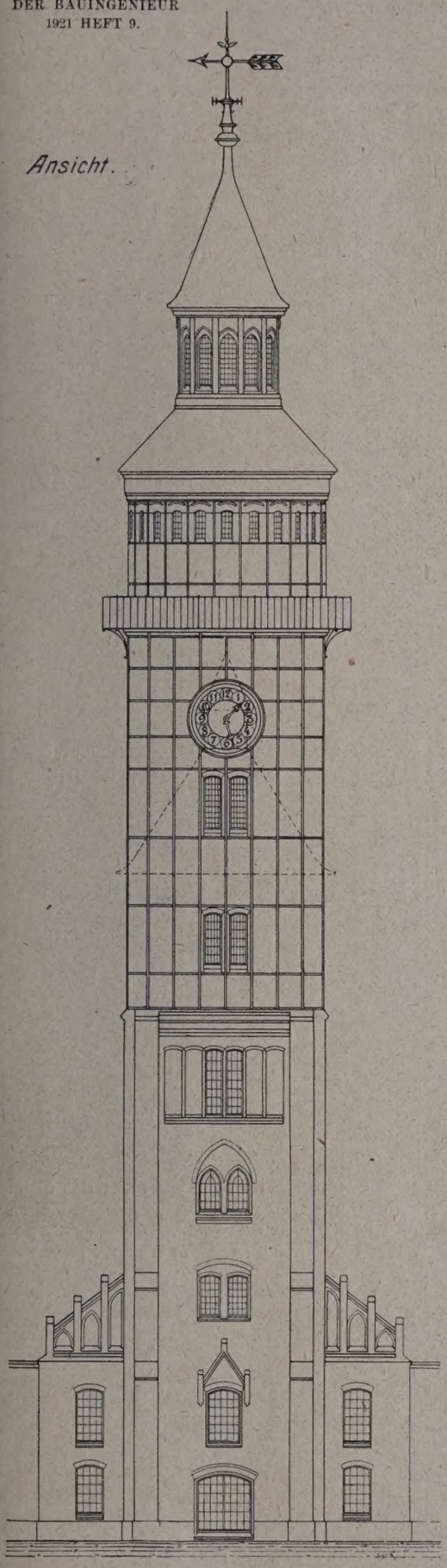


Abb. 4.

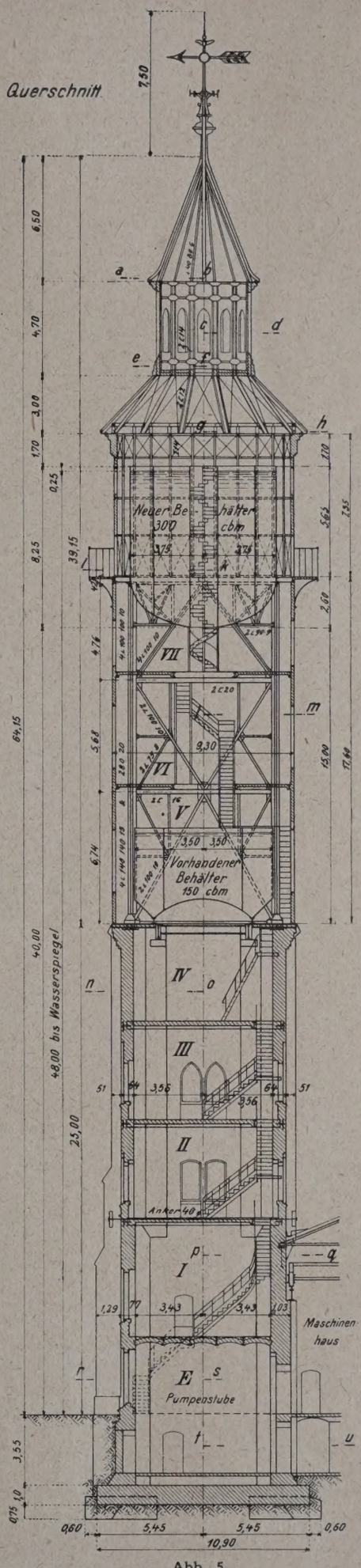


Abb. 5.

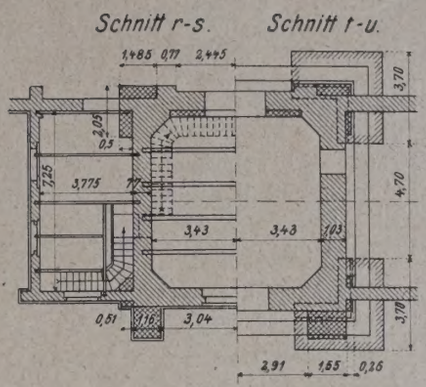


Abb. 6.

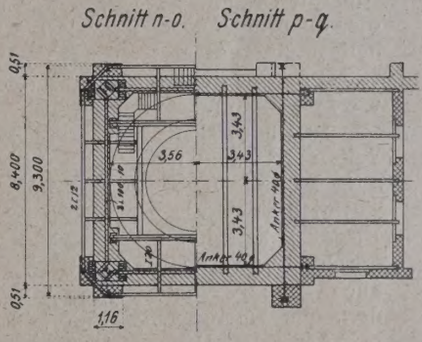


Abb. 7.

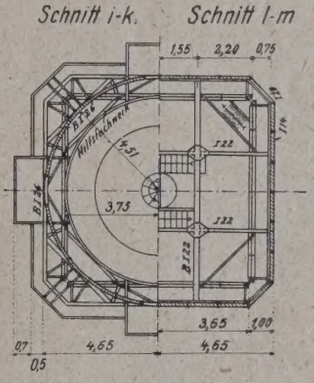


Abb. 8.

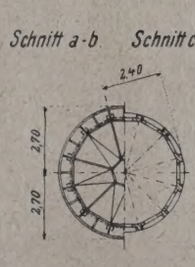


Abb. 10.

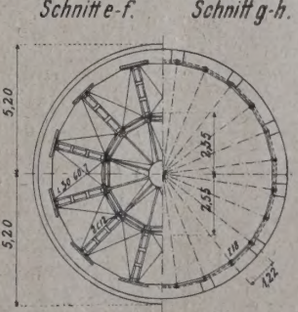


Abb. 9.

Jede dritte Schicht der Verstärkungen greift in das alte Turmmauerwerk ½ Stein tief ein.

Nach Beendigung dieser Verstärkungsarbeiten des Turmunterbaues, deren statischer Nachweis und Ausführung mühsam waren, erfolgte der Abbruch des in ½ Stein starkem Eisenfachwerk ausgeführten Kopfstockes und seines zeltartigen, mit Dachreitern bekrönten Daches, Abb. 1, weiterhin die Erhöhung der bislang nur bis zum Turmkopf aufgestellten Leiterrüstung, die nun bei 60 m Gesamthöhe in ihrem oberen Teile rd. 35 m freistand, ein Umstand, der besonders zur Zeit heftige Winterstürme Sorgen bereitete. Es kam noch erschwerend hinzu, daß drei Seiten der Leiterrüstung auf den Dächern der Anbauten standen, die allerdings behelfsmäßig unterstützt und versteift waren (Abb. 2).

In normalen Zeiten hätte der aufgesetzte neue Turmteil, der als Eisenkonstruktion errichtet wurde, auch ohne eine derartige Rüstung in Art amerikanischer Hochbauten ausgeführt werden können, wenn während des Krieges nicht Rücksicht auf die hier durchgängig beschäftigten älteren Arbeiter und Handwerker hätte genommen werden müssen, deren Ernährungszustand zudem an bekannten Mängeln litt. Der obere neu errichtete Turmteil Abb. 4, 5, welcher sich auf den alten Unterbau setzt, besteht zunächst aus einem drei geschossigen prismatischen Aufbau von 17,60 m Höhe, dessen quadratischer Grundriß 9,30 m Seitenabmessung zeigt, wobei die Kanten auf 1 m Breite gebrochen sind, um dem Aufbau eine möglichst schlanke Form zu sichern, Abb. 8.

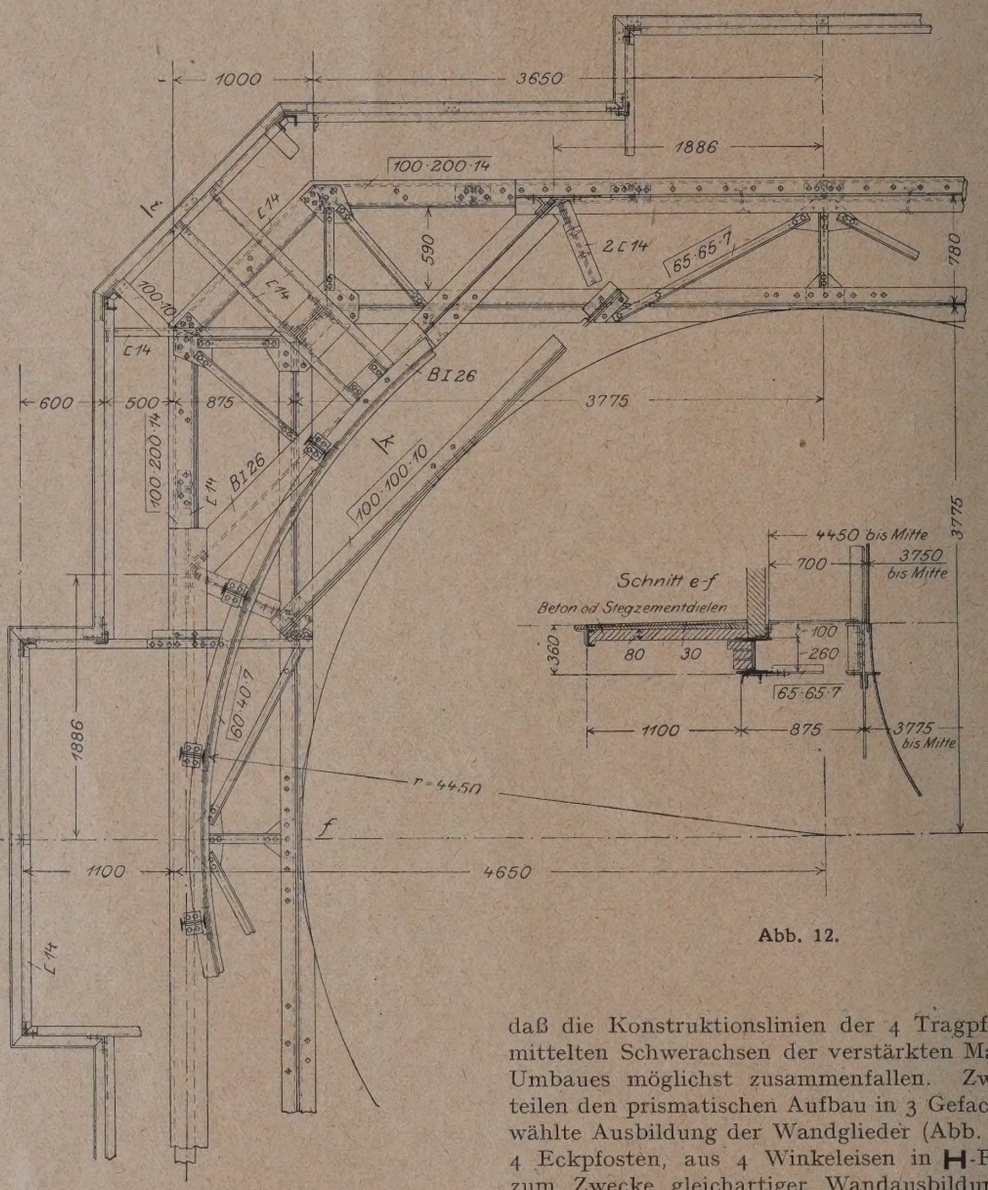


Abb. 11.

Abb. 12.

Hierauf setzt sich der Behälterstock von 7,35 m Höhe und kreisförmiger Grundfläche mit 9,30 m äußerem Durchmesser; weiterhin folgt das Dach in Form eines abgestumpften Kegels von 3 m Höhe und die Laterne von 4,70 m Wand- und 6,50 m Kegeldachhöhe nebst Bekrönung. Der Laternenaufbau ist gleichfalls von kreisrundem Querschnitt bei 4,80 m äußerem Durchmesser, Abb. 10.

Der neue, 300 cbm Nutzinhalt messende Wasserbehälter besteht aus einem zylindrischen Oberteil von 7,50 m lichtem Durchmesser und 5,65 m Höhe, während der sich anschließende Bodenteil die Form eines Ellipsoids von 2,60 m Stichhöhe hat. Der Behälter ist von Barkhausenscher Bauart, seine Stützung erfolgt im Fußring der zylindrischen Mantelfläche, die mit der Kopffläche des prismatischen Turmteiles zusammenfällt, Abb. 5. Spielraum zwischen Behälter und Außenwand 0,70 m.

Die oben in ihren äußeren Formen besprochenen neuen Turmteile, deren Dachflächen mit Biberschwänzen kleinen Formats eingedeckt und die nach außen durch ½ Stein starke Fachwerkwände abgeschlossen sind, bilden nur die äußere Hülle des Aufbaues, die nur soweit tragfähig ausgebildet wurde, daß sie ihre Eigen- und Windlasten auf die eigentliche Tragkonstruktion, die hinter den Umfassungswänden versteckt liegt, zu übertragen vermag. Letztere trägt in ihrer Kopffläche auch die Lasten des neuen Behälters. Diese eigentliche Tragkonstruktion liegt im prismatischen Teil des Aufbaues; sie bildet in ihrem Umriß gleichfalls einen prismatischen Körper von quadratischem Grundriß mit 7,30 Meter Seitenlänge zwischen den Konstruktionslinien gemessen und wie außen von 17,60 m Höhe, Abb. 5, 8. Dabei ist die Seitenlänge 7,30 Meter so bemessen, daß die Konstruktionslinien der 4 Tragpfosten mit den vermittelten Schwerachsen der verstärkten Mauerecken des alten Umbaues möglichst zusammenfallen. Zwei Zwischendecken teilen den prismatischen Aufbau in 3 Gefache, wodurch die gewählte Ausbildung der Wandglieder (Abb. 5) bedingt ist. Die 4 Eckpfosten, aus 4 Winkeleisen in H-Form gebildet, sind zum Zwecke gleichartiger Wandausbildung übereck gestellt worden, Abb. 8. Erstere ruhen mit ihren Füßen auf eisernen Verteilungsrosten von rechteckiger Grundrißform bei 1,6 · 0,85 m Seitenabmessung (Abb. 7).

Die Kopfriegel der Tragkonstruktion sind Gitterträger, die in ihren Mitten durch die Wandglieder, aber auch in 2 Zwischenpunkten, die in den Ecken des regelmäßigen Achtseites zum einbeschriebenen Kreise 7,50 m liegen, durch Hilfsfachwerke besonders gestützt. Zwei den Eckpfosten zunächst liegende Zwischenpunkte sind weiterhin durch vier übereck verlegte Hilfsfachwerke miteinander verbunden, welche sich also mit den Schrägseiten des regelmäßigen Achtseits decken.

Der Behälter ruht nun auf den Mitten der acht Seiten dieses regelmäßig achtseitigen Kopfriegels auf, wofür eine zylindrische Mantelfläche des ersteren einzurichten war (Schnitt i–k, Abb. 8). Ein zweiter äußerer Ring dieser Abbildung dient der Wand des zylindrischen Behälterstocks als Fußring. Zur Abfangung des

letzteren und des in gleicher Höhe befindlichen Wehrganges, weiterhin behufs Zusammenfassung in wagerechter Ebene dient ein zweiter Rahmen von regelmäßig achtseitiger Form, erstellt aus B I 26. Die Schrägseiten des Rahmens ruhen wieder auf besonders gestützten Punkten der Kopfriegel des Haupttragwerkes, welche sie auf beiden Seiten derart überkragen, daß an ihren Freienden die vier anderen das Achtseit bildenden Träger dort ihre Stützpunkte finden. An Hilfsteilen sind noch gewählt je 4 Kragträger in den 4 Ecken und je 2 bei den 4 Mittelausbauten des Wehrganges.

Die zylindrische ½ Stein starke Wand des Behälterstockes hat 24 Fensteröffnungen und ebenso 24 Wandstiele aus I 18. Sie sind durch 3 Zwischenriegel in 4 Zonen geteilt, deren unterste und oberste umlaufende leichte Kreuzverbände für Montagezwecke aufweisen. In Fuß- und Kopffläche ist durch Einschaltung leichter Ringverbände für gute Verteilung der wagrechten Windlasten Sorge getragen. Der obere Ringverband gibt dabei auch dem gemauerten Hauptgesims des Behälterstockes seitlichen Halt, Abb. 5 u. 9.

Laternenwand und Dach veranschaulichen neben Abb. 5 noch die Grundrisse Abb. 9 u. 10. Die gemauerte Laternenwand erforderte kräftige Ausbildung der Streben des darunter liegenden Zeltdaches. Wagrechte Aussteifungen sind sowohl für den Fuß- als auch für den Kopfring der Laternenwand angeordnet.

In Abb. 11 ist ein Viertel des Grundrisses bei i k im größeren Maßstab dargestellt, Abb. 12 zeigt den dazu gehörigen in der Diagonale des Grundrisses geführten lotrechten Schnitt l—f.

Die gesamten Bauten in Wildau lehnen sich in architektonischer Beziehung an die Formen des märkischen Backsteinbaues an, woraus sich auch die Wahl dieses Baustiles für den hier in Rede stehenden Umbau erklärt.

Direktor Brückmann der Auftraggeberin förderte den Bau auch durch wertvolle Anregungen in künstlerischer Beziehung.

Verfasser entwarf alle Einzelheiten und nahm die Oberleitung der Bauausführung wahr, wobei Architekt A. Blunck, Berlin, ihn bezüglich der Architektur unterstützte.

Die Ausführungen der gesamten Eisenkonstruktion und des wassertechnischen Teiles der Anlage besorgte die Firma M. Hempel, Charlottenburg.

ÜBER SCHWINDMASZE DES HOLZES.

Von Professor H. Kayser, Darmstadt.

Die modernen Holzbauweisen haben die vielfache Verwendung des Holzes für den Bau weitgespannter Hallen und anderer Großkonstruktionen mit sich gebracht und sich hierbei nicht allein auf die Anwendung statisch bestimmter Systeme beschränkt, sondern in weitgehendem Maße auch unbestimmte Systeme zur Ausführung gebracht, zu deren Berechnung die Einführung der auftretenden Spannungen durch Temperatur und Schwinden notwendig ist.

Eine genaue Kenntnis dieser Zusatzspannungen ist für eine technisch und wirtschaftlich einwandfreie Ausführung von Bedeutung; einer besonderen Klärung bedürfen hierbei die Schwindmaße. Es wurden deshalb in der Materialprüfungsanstalt der Technischen Hochschule zu Darmstadt Versuche zur Feststellung der Längenänderung des Holzes bei verschiedener Lagerung angestellt. Für die Prüfung wurden drei Tannenholzstäbe von 4×8 cm Querschnitt und 1,20 m Länge verwendet. Die Messungen wurden derart durchgeführt, daß an den Stirnflächen der Proben Meßstifte angebracht und die Längenänderungen mit Hilfe eines Zeißschen Tasters, der Ablesungen bis zu $^1/_{10000}$ mm gestattete, gemessen wurden. Die 3 Holzstäbe wurden während der Versuchsdauer wie folgt gelagert:

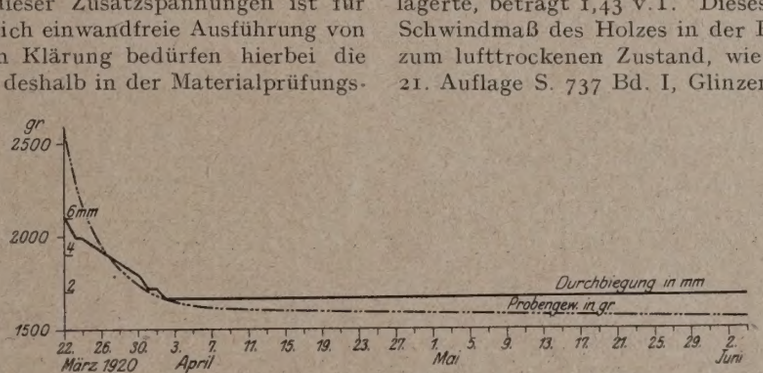


Abb. 2. Gewichtsabnahme der Probe 1 und Durchbiegung.

Probe 1 ist abwechselnd in Wasser und zur darauffolgenden Austrocknung in einen gleichmäßig erwärmten, trockenen Raum gelegt worden. Die Dauer der einzelnen Lagerungsarten geht aus Abb. 1 hervor. Sie geschah in der Weise, daß nach einer anfänglichen Zimmerlagerung die Probe während 8 Tage in Wasser und darauf die nächsten 8 Tage wieder im Zimmer gelagert wurde. Nach dreimaligem Wechsel wurde die Probe bis zur Wassersättigung in Wasser gelagert und darauf bis zur vollständigen Austrocknung wieder im Zimmer aufbewahrt. In Abb. 2 ist die Gewichtsabnahme der Probe, sowie die Abnahme der Durchbiegung (Verziehung) im Verlaufe der Austrocknung aufgezeichnet. In Abb. 1 bedeutet „F" die Luft feuchtigkeit in vom Hundert, T die Temperatur in ° C und L die Längenänderung in vom Tausend. Die an dem Linienzuge L_1 verzeichneten Zahlen bedeuten die infolge der Wasserträn kung eingetretene Biegung der Stabachse f in mm und deren Rückgang bei der Austrocknung.

Die bei dem Versuch festgestellte größte Längenänderung, die eintrat, nachdem die Probe etwa 2½ Monate im Wasser lagerte, beträgt 1,43 v.T. Dieses Maß ist ungefähr gleich dem Schwindmaß des Holzes in der Faserrichtung von grünem bis zum lufttrockenen Zustand, wie es in Tabellen der „Hütte", 21. Auflage S. 737 Bd. I, Glinzers Baustoffkunde III. Abschn. S. 156, 6. Aufl., Gerhardt, Baustoffkunde, 1912 S. 139 und noch anderen mehr zu finden ist (natürliches Schwindmaß). Eine weitere Volumenänderung in der Faserrichtung trat nicht mehr ein (s. Abb. 1), wohl ist aber eine weitere Gewichtszunahme zu verzeichnen. Dies bedeutet, daß das in Wasser gelagerte Holz sein Volumen, das es in grünem Zustand hatte, wieder erreicht, und zwar in etwa 2½ Monaten, darüber hinaus nimmt es wohl noch Wasser auf, ohne aber sein Volumen zu ändern. Diese Beobachtung bestätigt die auch in Glinzers Baustoffkunde 6. Aufl. III. Abschn. S. 157 hierüber gemachten Angaben.

Probe 2 und 3 siehe Abb. 3.

Die Lagerung der Probe 2 erfolgte auf dem Dach der Prüfungsanstalt ungeschützt vor Wind und Wetter. Die Lagerung der Probe 3 erfolgte im Freien, jedoch unter einem Dache, so daß der Regen keinen direkten Zutritt zur Probe hatte.

In den Abbildungen bedeutet F die Luftfeuchtigkeit in vom Hundert, B den Barometerstand in mm Quecksilbersäule, T die Temperatur in ° C, L_2 die Längenänderung der Probe 2 und L_3 die Längenänderung der Probe 3 in vom Tausend.

Der Versuch zeigt, daß Probe 2 geringere Längenänderungen aufweist als Probe 3; der ungehinderte Luftzutritt bewirkt, offenbar dieses günstige Resultat, es ist dieses Ergebnis für Holzbauten im Freien, die ungeschützt vor Wind und Wetter sind, bemerkenswert.

Während die erwähnten gebräuchlichen Tabellen über Schwindmaße für das Schwinden des Holzes in Richtung der Faser im allgemeinen 0,12 vH der Länge angeben, ist bei dem angestellten Versuch nur ein Höchstwert von 0,075 vH = 0,75 vT festgestellt worden. Dieser Unterschied findet seine Erklärung darin, daß die Tabellen das Schwinden und Quellen des Holzes vom grünen bis zum lufttrockenen Zustand enthalten. Das für Bauzwecke verwendete trocken gelagerte Holz weist geringere Schwindmaße auf, genaue Angaben über die Größe sind in der einschlägigen Literatur nicht zu finden. Der vorgenommene Versuch gestattet zunächst für Tannenholz, das erst nach seiner Trockenlagerung verarbeitet wird, als Schwindmaß in der Faserrichtung 0,75 vT (praktisches Schwindmaß) einzusetzen. Zusammenfassend darf auf Grund der vorgenommenen Materialprüfungen vorgeschlagen werden, für in Wasser gelegtes Tannenholz als größtes Quell- und Schwindmaß 1,2 bis 1,5 vT Längenänderung einzuführen, für Bauholz bei Hoch- und Ingenieurbauten, die nicht dauernd in Wasser stehen, wohl aber den Einflüssen der Witterung ausgesetzt sind, etwa die Hälfte, also 0,6 bis 0,7 vT.

Hierbei braucht man praktisch keinen Unterschied zu machen, wenn die Holzteile dem Regen direkt zugänglich oder durch Dächer vor dem Regen geschützt sind.

Von besonderem Interesse ist ein Vergleich der gefundenen Schwindmaße mit den Temperaturausdehnungsgrößen des Holzes. Die Temperaturausdehnungszahl des Holzes wird in den weiten Grenzen zwischen 0,000 003 und 0,000 009 für eine Temperaturveränderung von 1 ^{0} C angegeben. Von der Mehrzahl der Forscher wird als Ausdehnungszahl der Wert 0,000 003 5 für 1 ^{0} C mitgeteilt, d. h. die Temperaturausdehnungszahl des Holzes ist etwa $^1/_4$ so groß wie diejenige des Eisens. Rechnet man bei Holzkonstruktionen mit Temperaturschwankungen von $\pm$ 30 ^{0}, so ergibt sich eine Verlängerung Δ l für 1 m von 0,000 003 5 . 1000 . 30 = 0,1 mm. Die Annahme einer Temperaturschwankung von $\pm$ 30^0 C dürfte bei Holzkonstruktionen mit Rücksicht auf die geringe Wärmeleitung des Holzes genügen. Im Vergleich damit bedingt das durch die Versuche mit Tannenholzstäben festgestellte Schwindmaß von 0,6 vT eine Ausdehnung eines Holzstabes von 1 m Länge um 0,6 mm, d. h. die infolge Quellen oder Schwinden unter der Einwirkung der Luftfeuchtigkeit entstehenden Längenänderungen des Holzes sind etwa 6 mal so groß wie diejenigen, die infolge einer Temperaturänderung um 30^0 C entstehen.

Man kann zweifelhaft sein, ob man bei Holzkonstruktionen das Schwindmaß 0,6 vT nur als Verkürzung oder auch als Verlängerung in Rechnung stellen muß. Ich bin der Ansicht, daß man mit Rücksicht auf die Unsicherheit des Zustandes des Bauholzes bei der Herstellung der Konstruktion sowohl damit rechnen muß, daß das Holz in feuchtem Zustande zur Verwendung gelangt, also eine Schwindung von 0,6 vT erfahren kann, als auch damis, daß es trocken verarbeitet wird und sonach eine Quellung von 0,6 vT erfährt. Hiernach würde in ähnlicher Weise wie bei Temperaturschwankungen mit Quell- und Schwindmaßen von $\pm$ 0,6 mm bei Konstruktionen aus Tannenholz zu rechnen sein.

Es wäre eine dankbare Aufgabe, auch für andere Holzarten Versuche dieser Art anzustellen, um so der immer weiter um sich greifenden modernen Holzbautechnik neue, genauere Unterlagen für die Berechnung zu geben und gleichzeitig auch diese Versuche auf die Schwinderscheinungen quer zur Faser in Richtung des Radius und der Sehne auszudehnen.

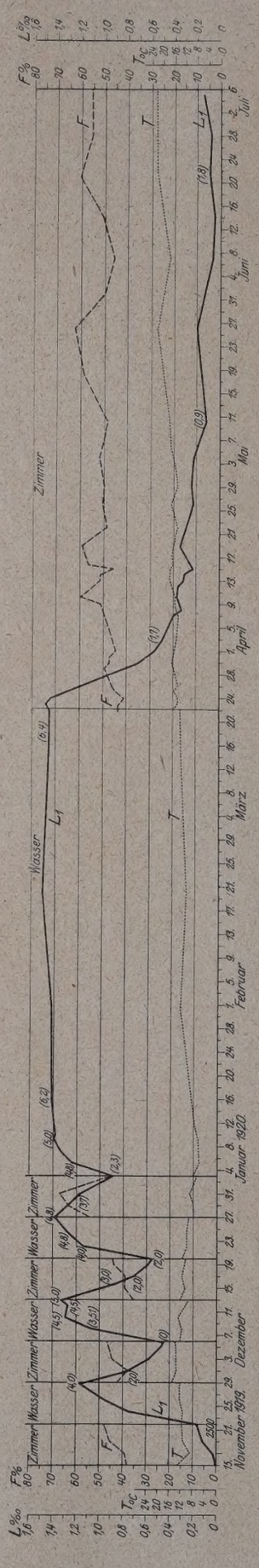


Abb. 1. Holzprobe 1 abwechselnd im Wasser und in der Luft gelagert. L_1 Kurve des Schwindmaßes.

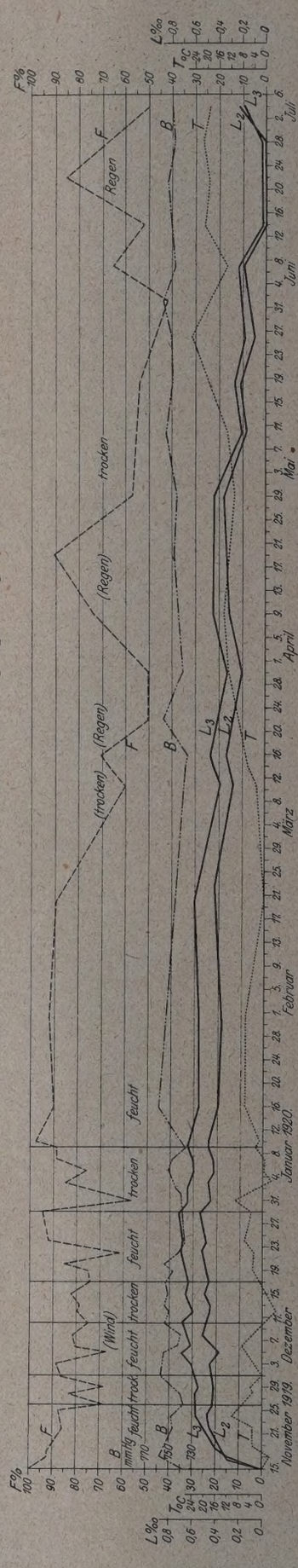


Abb. 3. Holzproben 2 und 3 im Freien gelagert. L_2 und L_3 Kurven der Schwindmaße.

DER EINFLUSS DER KORNZUSAMMENSETZUNG DER ZUSCHLAGSTOFFE VON KIESBETONMISCHUNGEN AUF DIE DRUCKFESTIGKEIT UND -ELASTIZITÄT.

Von Dr.-Ing. Josef Kortlang.)*

Auf Anregung des Herrn Prof. Dr.-Ing. Probst hat der Verfasser umfangreiche Versuche gemacht, um den Einfluß der Kornzusammensetzung der Zuschlagstoffe von Kiesbetonmischungen auf die Druckfestigkeit und die -Elastizität zu erforschen. Dabei sollte der Einfluß verschiedenartiger Zement- und Wassergehalte nach Möglichkeit berücksichtigt werden, da die bisher veröffentlichten Untersuchungen auf diesem Gebiete nur für ein bestimmtes Mischungsverhältnis und dieselbe Konsistenz durchgeführt wurden.

Dies ist bei den Versuchen von W. B. Fuller und S. E. Thompson (Taylor and Thompson, „A Treatise on concrete plain and reinforced", 3. Auflage, 1919, S. 190 ff., Eng. Rec. Bd. 55, S. 580 ff., Eng. News Bd. 57, S. 599 ff.) der Fall, wo sämtliche Versuche im Mischungsverhältnis 1 : 9 (Gewichtsteile) bei plastischer Konsistenz ausgeführt wurden. Fuller hat aus seinen Versuchen gefolgert, daß das Maximum der Festigkeit mit der größten Dichtigkeit zusammenfällt, und daß dieser Mischung eine bestimmte Kornzusammensetzung entspricht. Wenn die einzelnen Korngrößen als Abszissen, die Summe der Anteile in Gewichtsteilen für jede Korngröße als Ordinaten aufgetragen werden, so wird die günstigste Kornzusammensetzung durch eine Kurve (Fullerkurve) bestimmt, die sich aus einer Geraden und einer Ellipse zusammensetzt.

Die Gleichung der Ellipse ist:

$$(y - 7)^2 = \frac{b^2}{a^2} \cdot (2a - x),$$

wo a und b als Achsen der Ellipse in Abhängigkeit von dem Zuschlagmaterial und dem Maximalkorndurchmesser stehen. Die Beziehung gilt also für alle Maximalkorngrößen. Für Kies und Sand sind $a = 0{,}04 + 0{,}16\,D$ und $b = 26{,}4 + 1{,}3\,D$, wo D als Maximalkorngröße in Zoll einzusetzen ist. Die Gerade ist die Tangente vom oberen rechten Eckpunkt des Systems an die Ellipse. (Genauere Angaben sind in der angeführten Literatur und in der Dissertation enthalten.)

Eine Veröffentlichung aus neuester Zeit ist im Eng. News Rec. 1920, 1. Januar, S. 33 ff., enthalten. R. B. Young teilt dort in einem längeren Aufsatze die Versuchsergebnisse der Hydro-Electric-Power-Commission of Ontario mit und gibt eine Bestätigung und einen weiteren Ausbau der von Abrams und Edwards aufgestellten Theorie. Es wurde festgestellt, daß innerhalb der Grenzen der in der Praxis verwendbaren Betonmischungen die Druckfestigkeit eine Funktion des Verhältnisses von Wasser zu Zement in Raumteilen ist. Dieser Wasserzementfaktor stellt einen Gütemaßstab für die Zementpaste dar, die die Zuschlagkörner verkitten soll. Ferner wurde nachgewiesen, daß innerhalb der vorbezeichneten Grenzen unter sonst gleichen Bedingungen verschiedene Betonsorten mit gleichem Wasserzementfaktor annähernd die gleiche Druckfestigkeit aufweisen, und daß der Wassergehalt proportional der Oberfläche der Zuschlagstoffe sein muß, wenn die Konsistenz dieselbe sein soll. Wesentlich bei diesen Ergebnissen ist, daß die Korngrößenzusammensetzung als solche keinen Einfluß auf die Druckfestigkeit hat, sondern nur die Oberfläche der Zuschläge maßgebend ist.

Weitere Veröffentlichungen, die mit dem vorliegenden Problem in engerer Beziehung stehen, sind in der Literatur nicht vorhanden. Es soll noch auf einige Literaturstellen eingegangen werden, die die vorliegende Arbeit nur mittelbar berühren. Versuche an Mörtelproben, um den Einfluß der Kornzusammensetzung auf die Festigkeit zu erforschen, hat Feret bereits in den Annales des Ponts et Chaussées 1892, Bd. II, mitgeteilt. Er hat auch sämtliche Proben in einem Mischungsverhältnis und mit derselben Konsistenz ausgeführt. Er stellte ebenso wie Fuller und Thompson fest, daß das Maximum der Druckfestigkeit und die größte Dichtigkeit zusammenfallen. Seine weitere Beobachtung, daß die größte Festigkeit erreicht wird, wenn die mittleren Korngrößen ganz fehlen, steht im scharfen Gegensatz zu Fuller und Thompson.

Die allgemein festgestellte Tatsache, daß die maximale Festigkeit und Dichtigkeit zusammentreffen, hat Anlaß gegeben, das Problem theoretisch zu lösen. R. T. Dana und Safir (Eng. News Bd. 53, S. 408, Beschaffenheit, zweckmäßige Mischungsverhältnisse und Ausbeute hydraulischer Baustoffe) haben algebraische Beziehungen für das günstigste Mischungsverhältnis aufgestellt, indem sie annahmen, daß die zweckmäßigste Zusammensetzung erreicht ist, wenn der Zement die Hohlräume im Sande, Zement und Sand diejenigen des Kieses gerade ausfüllen.

Andere wiederum machen die Druckfestigkeit des Betons nur von dem verwendeten Mörtel abhängig und haben aus Versuchen festgestellt, daß die Druckfestigkeit des Betons gleich derjenigen des Mörtels ist, wenn der Mörtel ausreicht, um die Hohlräume im Kies voll auszufüllen. Nitzsche (Materialbedarf und Dichtigkeit sowie Kosten von Betonmischungen) benutzt dies wieder zur Ableitung einer algebraischen Beziehung für das günstigste Mischungsverhältnis.

Versuche über den Einfluß des Zement- und Wassergehaltes sind in großem Umfange ausgeführt worden, jedoch sind die Ergebnisse allgemein so wenig übereinstimmend, daß aus ihnen bisher keine allgemeingültigen Gesetzmäßigkeiten entwickelt werden konnten. Dies liegt nach der Ansicht des Verfassers in der Hauptsache darin begründet, daß die Kornzusammensetzung der Zuschlagstoffe nicht die gebührende Berücksichtigung fand. Die Zusammensetzung der Zuschlagstoffe, nicht allein bei den verschiedenen Versuchen, sondern selbst in den einzelnen Versuchsreihen, kann auf Grund der verschiedenartigen Ablagerungsbedingungen des Kieses und des Sandes in der Natur nach der Beobachtung des Verfassers in derartig weiten Grenzen schwanken, daß die Druckfestigkeit des Betons in hohem Maße dadurch beeinflußt wird. Daher ist eine einwandfreie, zuverlässige Untersuchung nur dann möglich, wenn die Zuschläge für jede Mischung genau rückwärtig zusammengestellt werden. Die von Fuller, Thompson und Feret ausgeführten Versuche haben andererseits wieder den Nachteil, daß sie nur für ein bestimmtes Mischungsverhältnis und eine Konsistenz ausgeführt wurden. Wie weit bei den von Young zusammengestellten Versuchen die Genauigkeit in der Zusammensetzung der Zuschläge durchgeführt wurde, kann nicht festgestellt werden. Die vorliegenden Versuche werden zeigen, daß die Untersuchung, die diese Umstände auf das sorgfältigste berücksichtigt, Ergebnisse erzielt, aus denen auffallend einfache Beziehungen hergeleitet werden können.

Programm. Die Versuche wurden in folgender Weise angelegt: Die Veränderlichkeit der Kornzusammensetzungen wurde durch Verwendung von drei verschieden zusammengesetzten Sanden und Veränderlichkeit des Verhältnisses von Sand zu Kies erreicht. Es kam ein feiner, mittlerer und grober Sand zur Verwendung. Die Verhältnisse von Sand zu Kies waren v = 1,00, 0,80, 0,67, 0,57 und 0,50 und in besonderem Falle 0,44, 0,40, 0,33, 0,25. Die Mischungsverhältnisse waren zu 1 : 5,5, 1 : 7, 1 : 8,5 und 1 : 10 gewählt, jedoch wurden in verschiedenen Fällen für besondere Untersuchungen noch

*) Referat über eine auf Untersuchungen in der bautechnischen Versuchsanstalt der Techn. Hochschule in Karlsruhe fußenden Dissertation.

weitere Zementgehalte verwendet. Die Hauptversuche wurden mit plastischer Konsistenz durchgeführt. Bei einer großen Anzahl von Versuchen wurden trockene und nasse Konsistenz zum Vergleich untersucht, für die Hauptversuchsreihen eine Anzahl weiterer Wassergehalte eingefügt.

Vorbedingungen für die Versuche. Um den Einfluß aller übrigen Faktoren als der in Frage stehenden auszuschalten, wurden entsprechende Maßnahmen getroffen. Vor allen Dingen wurden Einwirkungen verschiedenartiger Materialien, veränderliche Abmessungen der Probekörper, Unlgeichmäßigkeit des Mischens, Einbringens, Stampfens und der Lagerung, ferner Temperaturschwankungen nach Möglichkeit vermieden.

Die Vorversuche. Von besonderem Wert für die Berechnung der Oberfläche der verwendeten Sande und des Kieses ist die Kenntnis des spez. Gewichtes der einzelnen Korngruppen. Nach mehrmahliger Untersuchung hatte sich eine Trennung des Sandes (0,0—6,0 mm Korngrößen) in die Gruppen von 0,0—0,1, 0,1—0,4, 0,4—0,8, 0,8—1,5, 1,5—3,0, 3,0—6,0 und des Kieses (6,0—15,0 mm Durchmesser) in die Gruppen von 6,0—8,0, 8,0—12,0, 12,0—15,0 als hinlänglich genau ergeben. Die spez. Gewichte der einzelnen Gruppen wurden genau ermittelt. Der Feuchtigkeitsgehalt des trockenen Materials, wie es bei der Herstellung der Probekörper verwendet wurde, war im Höchstfalle 0,15 vH, so daß bei der Bestimmung des Wasserzusatzes darauf keine Rücksicht genommen zu werden brauchte. Die Berechnung der Oberllächen der einzelnen Korngruppen erfolgte nach der Beziehung:

$$O = 0{,}04837 \sqrt[3]{\frac{n}{s^2}},$$

wo n die Anzahl der Körner pro kg, s das dazu gehörige spez. Gewicht und O die entsprechende Oberfläche in qm/kg bedeuten. Die Körnerzahl wurde jeweils durch Abzählen festgestellt, und ergab sich zu:

Korngruppe	n	Die entsprechende Oberfläche O
12,0 — 15,0	237	0,157 qm
8,0 — 12,0	620	0,216 ,,
6,0 — 8,0	1 680	0,301 ,,
3,0 — 6,0	7 425	0,503 ,,
1,5 — 3,0	86 390	1,135 ,,
0,8 — 1,5	710 800	2,274 ,,
0,4 — 0,8	4 272 500	4,125 ,,
1,0 — 0,4	36 680 000	8,402 ,,
0,0 — 0,1	1 429 000 000	28,741 ,,

Bei den kleinsten Gruppen konnte die Körnerzahl nicht durch Abzählen ermittelt werden. Bei 0,0 — 0,1 wurde d = 0,08 mm als mittlere Korngröße angenommen, woraus sich

$$n = \frac{6\,000\,000}{s \cdot d^3} = 1\,429\,000\,000$$

$$O = 0{,}04837 \cdot \sqrt[3]{\frac{1\,429\,000\,000}{2{,}610^2}} = 28{,}741 \text{ qm}$$

berechnen. Für die Korngruppe 0,1 — 0,4 wurde das mittlere Korn durch Unterteilung des Materials in drei weitere Gruppen zu 0,28 mm ermittelt und daraus n und O zu 36 680 000 bzw. 8,402 qm berechnet. Nunmehr ist man in der Lage, die Oberflächen der einzelnen Sande und des Kieses für die Gewichtseinheit zu ermitteln. Der feine, mittlere, grobe Sand und der Kies hatten eine Oberfläche von 4,263, 3,556, 2,855 und 0,215 qm/kg.

Wasserzusatz. Da bei der großen Veränderlichkeit der Kornzusammensetzungen der Zuschläge und des Zementgehaltes der Wasserzusatz für dieselbe Konsistenz prozentual dem Gesamtgewichte ein sehr verschiedener sein muß, war der Verfasser bestrebt, eine Methode zu finden, auf Grund derer er ohne oftmaliges Versuchen in der Lage ist, aus der Oberfläche der Zuschlagstoffe und dem Zementgehalt den erforderlichen Zusatz an Wasser rechnerisch zu ermitteln, zumal das zu Gebote stehende Material ein sehr beschränktes war, und nach Möglichkeit gespart werden mußte. Er ging dabei von der Annahme aus, daß die Wassermenge, die erforderlich ist, um eine bestimmte Konsistenz hervorzurufen, bei demselben Material der Gesamtoberfläche der Zuschläge proportional und von dem Zementgehalt abhängig ist. Wenn aus Versuchen festgestellt ist, in welcher Weise der Zement und die Zuschläge an der erforderlichen Wassermenge beteiligt sind, kann alsdann für jede Kornzusammensetzung und für beliebige Zementgehalte der Wasserzusatz für irgend eine verlangte Konsistenz ermittelt werden. Diese Untersuchung wurde auf folgender Grundlage durchgeführt. Aus einer bestimmten Sandart mit bekannter Oberfläche wurden bei verschiedenen Zementgehalten Mörtelproben hergestellt. Das Einstampfen erfolgte in den üblichen Normenwürfelformen mit dem Hammerapparat Bauart Böhme, um eine möglichst große Gleichmäßigkeit zu erzielen. Mischungen, bei denen nach der gleichen Anzahl von Schlägen Wasser austrat, hatten gleiche Konsistenz. Wenn dies auch genau genommen nur für Mischungen gleicher Dichtigkeit zutrifft, wurde dieses Vergleichsmittel in Ermangelung eines zuverlässigeren verwendet, zumal nur trockene Mischungen auf diese Weise untersucht wurden, bei denen eine größere Anzahl von Schlägen erforderlich war. Die Ergebnisse haben die Brauchbarkeit dieser Methode gezeigt. Die Mischungen 1 : 2,33 und 1 : 5,5 erforderten 9,1 vH und 8,5 vH Wasser für die gleiche Konsistenz. Da für 1 kg trockene Mörtelmischung bei 1 : 2,33 0,300 kg Zement und 0,700 kg Sand, bei 1 : 5,5 aber 0,154 kg Zement und 0,846 kg Sand nötig sind, berechnen sich die Anteile von Zement c und Sand s aus den beiden Gleichungen:

$$c \cdot 0{,}300 + s \cdot 0{,}700 = 0{,}091$$
$$c \cdot 0{,}154 + s \cdot 0{,}846 = 0{,}085$$

nach Auflösung zu:

$$c = 12 \text{ vH},$$
$$s = 7{,}9 \text{ vH (feiner Sand)}.$$

Weitere neun Mörtelmischungen mit verändertem Zementgehalt erforderten für die gleiche Konsistenz Wassermengen, die mit den aus den ermittelten Werte berechneten gute Übereinstimmung zeigten.

Die Beziehung für den Wasserzusatz lautet nunmehr:

$$W = 0{,}12\,C + 0{,}079\,S \text{ (für den feinen Sand)}$$

allgemein

$$W = c\,C + s\,S.$$

Bei Beton entfällt noch ein Anteil auf den Kies, die Formel erweitert sich zu:

$$W = c\,C + s\,S + k\,K,$$

k berechnet sich für den vorliegenden Fall aus dem Verhältnis der Oberflächen zu.

$$k = \frac{7{,}9 \cdot 0{,}215}{4{,}263} = 0{,}4\ \%,$$

für den mittleren Sand ergibt sich entsprechend:

$$s_1 = \frac{7{,}9 \cdot 3{,}556}{4{,}263} = 6{,}6\ \%,$$

für den groben Sand ist:

$$s_2 = \frac{7{,}9 \cdot 2{,}855}{4{,}263} = 5{,}3\ \%.$$

Nunmehr ist man in der Lage, die Wassergehalte für alle Mischungen zu berechnen. Änderungen in der Konsistenz erfolgen durch Multiplika tiondes Normalwertes mit einem Faktor b, so daß die Beziehung in ihre allgemeinste Form übergeht:

$$W = b\,(c\,C + s\,S + k\,K).$$

Im vorliegenden Falle wurde b für die trockenen Mischungen zu 1,00, für die plastischen zu 1,40 und für die nassen zu 1,75 angesetzt.

Versuchsergebnisse, Druckversuche. Den Einfluß des Wassergehaltes auf die Druckfestigkeit bei konstanten Kornzusammensetzungen, gleichem Zementgehalt (Mischungsverhältnis 1 : 7) und Verwendung von feinem Sande zeigt Abb. 1.

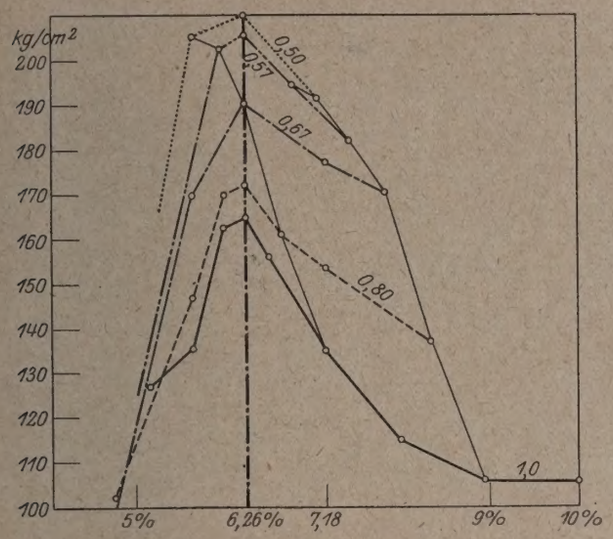


Abb. 1.

Es geht aus ihr die auffallende Erscheinung hervor, daß die Wasserzusätze konstant sein müssen, wenn für die verschiedenen Kornzusammensetzungen das Maximum der Druckfestigkeit erreicht werden soll. Da der Zementgehalt ebenfalls ein konstanter ist, folgt weiter, daß das Verhältnis von Wasser zu Zement, Wasserzementfaktor f genannt, auch für das jeweilige Maximum konstant sein muß. f erreicht in diesem Falle den Wert 0,501. Dies Resultat besagt, daß unabhängig von den Kornzusammensetzungen die größte Festigkeit für eine Betonmischung dann erreicht wird, wenn Wasser und Zement in dem Verhältnis 1:2 vorhanden sind. Wie weit f durch Verwendung anderer Zement- und Zuschlagarten beeinflußt wird, konnte nicht verfolgt werden.

Aus dem Vorhergehenden ergibt sich, daß nicht allgemein entschieden werden kann, ob erdfeuchter, plastischer oder nasser Beton die höchsten Festigkeiten erzeugt. Vielmehr ist zu erkennen, daß bei gleichem Zementgehalt in dieser Hinsicht lediglich die Kornzusammensetzung bzw. genauer gesagt, die Oberfläche des Zuschlagmaterials ausschlaggebend ist. Da gleichzeitig auch der Wassergehalt derselbe sein muß, werden die Mischungen mit viel feinem Korn und großer Oberfläche das Maximum der Druckfestigkeit bei trockener Konsistenz zeigen, während mit zunehmendem Anteil gröberer Bestandteile und Abnehmen der Oberfläche der erforderliche Wassergehalt eine entsprechende Verflüssigung des Betons hervorruft.

Ein Zusammentreffen des Maximums der Festigkeit mit der größten Dichtigkeit wurde nicht beobachtet.

Es sei an dieser Stelle hervorgehoben, daß sich alle Angaben, wie Mischungsverhältnisse und Wassergehalte, auf Gewichtsteile beziehen.

Der Einfluß der Kornzusammensetzung auf die Druckfestigkeit wurde bei je gleichen Zementgehalten und gleichen Konsistenzen für drei Mischungsverhältnisse, drei Konsistenzen und drei verschiedene Sande mit jeweils fünf Kornzusammensetzungen durchgeführt. Abgesehen von 2 Ausnahmen, die von vornherein wegen ihrer anormalen Zusammensetzungen ausgeschaltet werden konnten, ergab sich übereinstimmend, daß das Maximum der Druckfestigkeit bei einem bestimmten Wert des Zementfaktors liegt. Unter Zementfaktor wird die Zementmenge verstanden, die auf ein Quadratmeter der Oberfläche des Zuschlagmaterials entfällt. Der Zementfaktor für das Maximum lag bei etwa c = 0,0990 und änderte sich nur mit variabelem Wasserzementfaktor f. Für den günstigsten Wert von f erreichte der Zementfaktor für die maximale Druckfestigkeit seinen Kleinstwert. Dies möge folgende Aufstellung zeigen:

f	c
0,448	0,0931
0,450	0,0921
0,453	0,0913
0,458	0,0904
0,544	0,0976

Wenn auch für f = 0,500, den günstigsten Wert für f, kein Versuchswert vorliegt und daher der entsprechende Zementfaktor nicht ermittelt werden konnte, so geht aus dieser Zusammenstellung doch unzweideutig hervor, daß für diesen günstigsten Wert des Wasserzementfaktors der Zementfaktor für das Maximum der Druckfestigkeit sein Minimum erreicht. Ob eine direkte Beziehung zwischen c und f besteht, konnte nicht verfolgt werden, da die Versuchsunterlagen nicht genügen. Einstweilen ist für c der günstigste Wert 0,0900 angenommen, ein Wert, der gemäß der Zusammenstellung etwas zu groß sein dürfte. Eine Beziehung zwischen Druckfestigkeit und Dichtigkeit konnte nicht festgestellt werden.

Bei der Untersuchung des Einflusses des Mischungsverhältnisses auf die Druckfestigkeit bei konstanter Kornzusammensetzung und plastischer Konsistenz haben sich die Ergebnisse des vorhergehenden Abschnittes bestätigt, und es hat sich gezeigt, daß nur bis zu einer bestimmten Grenze eine Erhöhung des Zementgehaltes imstande ist, die Druckfestigkeit zu vergrößern. Diese Grenze liegt bei dem bereits ermittelten Wert des Zementfaktors von etwa c = 0,0900, der sich durch den jeweiligen Wasserzementfaktor ändern kann. Auch in diesem Falle wurde mit den Maxima der Druckfestigkeit nicht gleichzeitig die größte Dichtigkeit beobachtet.

Eine weitere wertvolle Beobachtung zeigte eine Zusammenstellung der Mischungen für die Maximalfestigkeiten der verschiedenen Kornzusammensetzungen, und es hat sich ergeben, daß mit dem Wachsen der Oberfläche der Zuschläge eine Steigerung der Festigkeit verbunden ist, wenn die Werte für den Zement- und den Wasserzementfaktor dieselben sind. Die Folge aus dem Ergebnis des vorhergehenden Abschnittes und dieses letzteren ist demnach, daß es nicht genügt, bei dem Streben nach hohen Festigkeiten lediglich den Zementzusatz zu erhöhen, sondern daß auch dafür Sorge zu tragen ist, daß gleichzeitig die Oberfläche der Zuschläge eine entsprechend große ist, damit der Zementfaktor nicht das zulässige Maß von etwa c = 0,0900 übersteigt. Die Untersuchung hat ferner ergeben, daß der Vergrößerung der Oberfläche wieder eine Grenze gesetzt ist, die allerdings derart hoch liegt, daß die vorliegenden Versuche nicht ganz bis an sie heran reichen. Es lagen sechs Mischungen vor mit dem Wasserzementfaktor f = 0,453 und mit dem Zementfaktor c = 0,0913. Die Oberflächen schwankten zwischen 12,652 qm/10 kg und 18,652 qm. In Abb. 2 sind die Oberflächen als Abszissen, die Druckfestigkeiten als Ordinaten aufgetragen. Die Verbindungslinie der Mischungen 1—5 zeigt einen auffallend stetigen Verlauf. Um diesen Zusammenhang näher zu verfolgen, wurden in Abb. 3 die Ver-

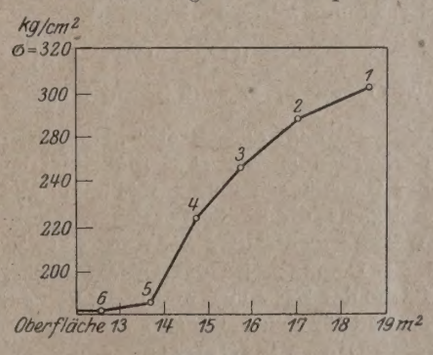


Abb. 2.

suchswerte im Vergleich mit einer Parabel mit dem Parameter p = 0,324 und den Achsenverschiebungen a = 23,6 und b = 307 aufgetragen. Zur Erläuterung der Abb. 3 sei noch gesagt, daß die bisher als Oberflächen angegebenen Werte sich auf 10 kg fertiges Material einschl. Zement bezogen. Die Werte der Oberflächen der Abb. 3 wurden auf 10 kg Zuschlagmaterial umgerechnet, da sie bei etwaiger Anwendung in dieser Form gebraucht werden. Daher erscheinen die Oberflächen in Abb. 3 größer als in Abb. 2. Die drei Kurvenkonstanten p, a und b wurden aus den drei Bestimmungsgleichungen der Punkte 1, 2 und 3 der Kurve mit der allgemeinen Gleichung $(a - y)^2 = 2\,p\,(b - x)$ hergeleitet. Die Abweichungen der übrigen Versuchsergebnisse von den entsprechenden Kurvenpunkten betragen bei Punkt vier 2 vH und bei fünf nur 0,4 vH. Diese gute Übereinstimmung läßt den Schluß zu, daß bei konstanten c und f die Druckfestigkeit mit der vorhandenen Oberfläche pro Gewichtseinheit Zuschlagmaterial in parabolischer Beziehung steht. Im vorliegenden Falle liegt die untere Grenze für den Gültigkeitsbereich dieser Funktion bei der Oberfläche von 15,620 qm, die obere Grenze ist versuchsmäßig nicht festgestellt. Aus dem weiteren Verlauf der Parabel würde das absolute Maximum bei O = a = 23,6 qm mit der maximalen Druckfestigkeit bei b = 307 kg/qm zu suchen sein. Wenn diese parabolische Beziehung allgemeins für bestimmte Werte von c und f nachgewiesen würde, könnten die drei Größen p, a und b jeweils ermittelt und schließlich der Gültigkeitsbereich in jedem einzelnen Falle genau festgestellt werden. Alsdann wäre eine allgemeingültige Gleichung aufstellbar, mit deren Hilfe die Druckfestigkeit (als Verhältniszahl) für die bestimmten Oberflächen und unter Einsetzen der aus c und f sich ergebenden Werte p, a und b annähernd berechnet werden könnten. Die Beziehung würde lauten:

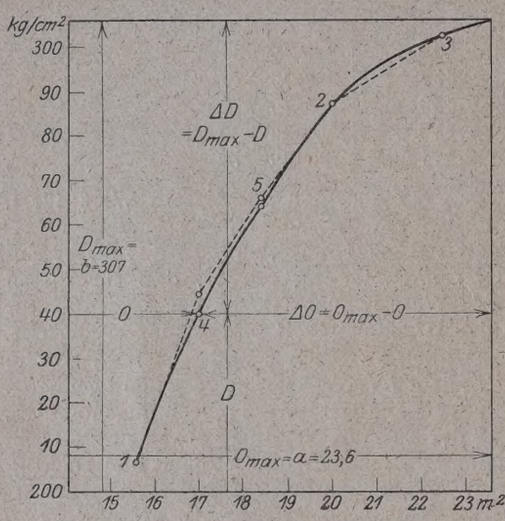


Abb. 3.

$$(O_{max} - O)^2 = k \cdot (D_{max} - D)$$

wo $O_{max} = a$, $D_{max} = b$ und $k = 2\,p$ einzusetzen wäre.

Es folgt das Gesetz: „Die Differenz der maximalen und der vorhandenen Druckfestigkeit ist dem Quadrate der Differenz der Oberflächen für die maximale und die vorhandene Druckfestigkeit direkt proportional, wenn der Zement- und der Wasserzementfaktor konstant sind."

Demnach ist die Druckfestigkeit von der Gesamtoberfläche der Zuschläge und nicht von der Kornzusammensetzung an und für sich abhängig.

Die Elastizitätsversuche. Gleichzeitig mit den Druckversuchen wurden bei den meisten Probekörpern Elastizitätsversuche ausgeführt, und es hat sich allgemein gezeigt, daß bei Betonmischungen mit maximaler Druckfestigkeit gleichzeitig die Elastizitätsmoduli ein Maximum und die bleibenden Zusammendrückungen ein Minimum haben.

Die mikrophotographischen Untersuchungen. Die Anregung zu den mikrophotographischen Untersuchungen gaben die Mitteilungen von N. C. Johnson in Eng. Rec. Bd. 71. Er weist nach, daß das Mikroskop bei den Strukturuntersuchungen des Betons eine ebenso wichtige Rolle spielt, als in der Metallographie und bringt eine Reihe interessanter Ergebnisse seiner Versuche. Immerhin genügen seine Angaben, um zu zeigen, daß es über die üblichen Prüfungsmethoden hinaus ein Mittel gibt, welches durch Erschließung der inneren Struktur Klärung über manche Fragen zu geben vermag, worüber

Abb. 4.

Druckpresse und Elastizitätsapparat keine direkte Auskunft geben können. Der Festigkeit hat Johnson einen längeren Aufsatz gewidmet, er kommt allerdings über eine Nebeneinanderstellung verschiedenartiger Mischungen und einen Dichtigkeitsvergleich nicht hinaus.

Die Betrachtung der Mikroaufnahmen verschiedener Mischungen der vorliegenden Arbeit hat gezeigt, daß die Hohlraumbildung von der Kornzusammensetzung stark beeinflußt wird. Während bei vorwiegend feinem Korn die Poren fein verteilt sind, scheinen grobe Zuschlagstoffe das Wasser an ihrer Oberfläche zusammenzuziehen und große Hohlräume

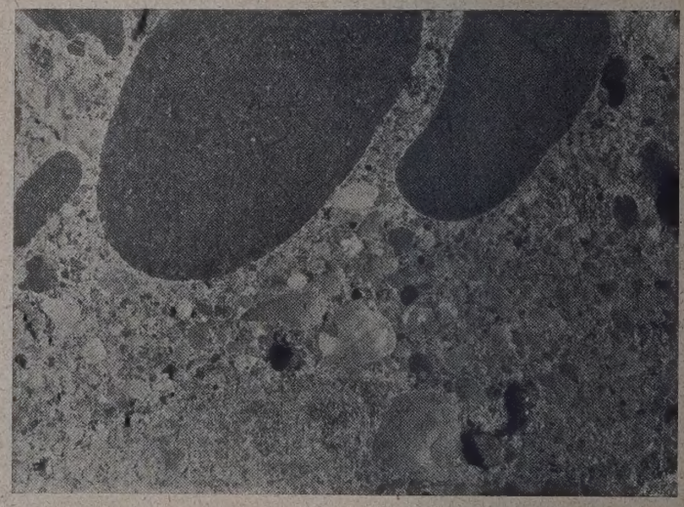


Abb. 5.

zu verursachen, wie Abb. 4 und 5 deutlich erkennen lassen. Wie weit diese Erscheinung als Erklärung für die Abnahme der Festigkeit bei konstanten c und f und Abnehmen der Oberfläche nach parabolischem Verlauf dienen könnte, konnte nicht verfolgt werden. Da es sich ergeben hat, daß die Druckfestigkeit nicht im wesentlichen von der Dichtigkeit beeinflußt wird, die Mikrophotographie aber in der Hauptsache für die

Dichtigkeitsuntersuchungen in Frage kommt, konnten direkte Folgerungen aus den Aufnahmen nicht entnommen werden.

Vergleich der Ergebnisse mit der angeführten Literatur. Im Gegensatz zu Fuller und Thompson haben die vorliegenden Versuche ergeben, daß die Maxima der Druckfestigkeiten nicht unbedingt mit den größten Dichtigkeiten zusammentreffen müssen, sondern daß sich die Hohlräume in einem gewissen Spielraume ändern dürfen, ohne daß sie einen merklichen Einfluß auf die Festigkeit ausüben. Die ermittelte Kurve für die günstigste Kornzusammensetzung, die sogenannte Fullersche Kurve, hat nach den vorliegenden Ergebnissen keine Allgemeingültigkeit, da das absolute Maximum der Druckfestigkeit bei einer Oberfläche ermittelt wurde, die mehr als doppelt so groß ist als die der Fullerschen Kurve. Es hat sich allerdings gezeigt, daß für den von Fuller speziell untersuchten Fall (Mischungsverhältnis 1 : 9) das Maximum der Druckfestigkeit erreicht wird. Bei einer Oberfläche von 11,700 qm wird in diesem Falle der Zementfaktor c = 0,0860, ein Wert, der mit c = 0,0900 gut übereinstimmt, zumal letzterer etwas zu hoch eingesetzt ist. Demnach kann das Ergebnis von Fuller und Thompson als ein besonderer Fall der hier allgemein gefundenen Beziehungen angesehen werden und gleichzeitig als unabhängiger Beweis dienen.

Die Ergebnisse, die Young veröffentlicht hat, zeigen in gewisser Hinsicht auch eine Übereinstimmung mit den vorliegenden Resultaten. Er macht ebenfalls die Druckfestigkeit von dem Wasserzement- und dem Zementfaktor abhängig. Der Einfluß der Oberfläche, der hier einwandfrei nachgewiesen wurde, ist bei ihm nicht erwähnt. Es heißt, daß Betonarten mit gleichem Zement- und Wasserzementfaktor annähernd die gleiche Festigkeit haben. Vielleicht wurden nur Mischungen mit fast gleicher und ziemlich großer Oberfläche geprüft, so daß dies einigermaßen zutrifft. Die allgemeine Beziehung zwischen Druckfestigkeit und Wasserzement-, Zementfaktor und Oberfläche, vor allem die Feststellung des Vorhandenseins und die Ermittlung der Grenzwerte für die jeweiligen Maxima sind nicht angegeben und dürfen als eigenes Ergebnis der vorliegenden Versuche in Anspruch genommen werden.

Es sei noch die theoretische Abhandlung von Dana bzw. Safir kurz besprochen, da dieserseits eine entsprechende Mischung hergestellt wurde. Es hat sich gezeigt, daß diese Mischung tatsächlich eine beträchtlich hohe Dichtigkeit besitzt. Die Druckfestigkeit wurde dagegen dadurch nicht beeinflußt. Eine andere Mischung, die nach den Ausführungen von Safir zum Vergleich herangezogen werden durfte, hatte vielmehr eine um 44 vH höhere Druckfestigkeit. Es erhellt, daß man sehr vorsichtig sein muß bei der Aufstellung algebraischer Beziehungen für die größte Druckfestigkeit, wenn man sie auf dem Gedanken aufbaut, ein möglichst dichtes Material zu erhalten.

Schlußfolgerungen. Die Druckfestigkeit ist von dem Wasserzement-, Zementfaktor und der Gesamtoberfläche der Zuschlagstoffe für die Gewichtseinheit abhängig.

Bei veränderlichem Wassergehalt tritt das Maximum der Druckfestigketi ein, wenn der Wasserzementfaktor f — das Verhältnis von Wasser zu Zement in Gewichtsteilen — unter sonst gleichen Verhältnissen einen bestimmten, festen Wert hat. Er ist von dem Zementgehalt und der Kornzusammensetzung unabhängig und wurde für die Materialien des vorliegenden Falles zu 0,500 ermttelt.

Bei veränderlichem Zementgehalt wird unter sonst gleichen Bedingungen das Maximum der Druckfestigkeit erreicht, wenn der Zementfaktor c — die auf den Quadratmeter Oberfläche entfallende Zementmenge — einen bestimmten, festen Wert besitzt. Er ist von der Kornzusammensetzung unabhängig und wird von dem Wasserzementfaktor beeinflußt. Für den günstigsten Wert des Wasserzementfaktors hat er sein Minimum. In diesem Falle wurde er zu c = 0,0900 festgestellt.

Bei veränderlicher Gesamtoberfläche der Zuschläge und bei gleichem Wasserzement- und Zementfaktor steht die Druckfestigkeit mit der Oberfläche in parabolischer Beziehung. Das Maximum entsteht bei einer bestimmten, festen Oberfläche. Hier wurde es bei 23,6 qm ermittelt.

Die denkbar größte Druckfestigkeit tritt dann ein, wenn der Wasserzement-, der Zementfaktor und die Oberfläche der Zuschläge die vorher angegebenen günstigsten Werte besitzen.

Zum Schluß seien noch die Druckfestigkeiten zweier Mischungen verglichen, die sich lediglich in der Zusammensetzung von Sand und Kies unterscheiden. Bei gleichem Zement- und Wasserzementfaktor zeigte die eine Mischung mit v = 0,50 und einer Oberfläche von 13,684 qm/10 kg Material eine Druckfestigkeit von 206 kg/cm², während die entsprechende Mischung mit v = 1,00 und einer Oberfläche von 18,568 qm eine Druckfestigkeit von 303 kg/cm² besaß, ein um fast 50 vH höherer Wert, der lediglich durch die Wahl der durch die Untersuchungen der vorliegenden Arbeit gefundenen günstigsten Kornzusammensetzung bezw. der günstigsten Oberfläche entstanden ist.

DER WETTBEWERB ZUR SCHIFFBARMACHUNG DES OBERRHEINS VON BASEL BIS KONSTANZ.

Von Dr.-Ing. G. de Thierry, Geh. Baurat, Professor a. d. Technischen Hochschule Charlottenburg.

(Schluß von Seite 210.)

IV. Bemerkenswerte Vorschläge.

1. Entwurf Buß-Grün & Bilfinger.

a) Die Wehre.

Abbildung 12.

Der Wettbewerb hat eine Reihe von neuen Vorschlägen zur Lösung technischer Probleme gezeitigt.

Abb. 11 zeigt einen Querschnitt durch die Wehranlage Schwörstadt; dieselbe Konstruktion ist, den örtlichen Verhältnissen angepaßt, bei sämtlichen Staustufen angewandt. Die hier dargestellte Anordnung der Schützen ist von der Firma Buß A.G., Basel, schon für das Kraftwerk Eglisau, für das Elektrizitätswerk Faal an der Drau und für das Wehr des Werkes Olten-Gösgen geliefert worden. Die Schwellenhöhe ist auf die mittlere ausgeglichene Flußsohle verlegt. Um die Kolkbildung unterhalb des Wehres auf das geringste Maß herabzusetzen, ist das Sturzbett muldenförmig ausgebildet. Diese Form ist auf Grund eingehender Modellversuche als die günstigste ermittelt worden.

b) Die Turbinenhäuser.

Abbildung 13.

Auch die Turbinenhäuser sind bei allen Kraftwerken ähnlich ausgebildet wie in Abb. 12 dargestellt. Die einkränzigen Francisturbinen in Betonspiralen haben eine Schluckfähigkeit von 80—100 cbm/sek. Im Turbineneinlauf, welcher mit Schützen abgeschlossen werden kann, sind vertikale Feinrechen untergebracht, die nach dem Rückspülsystem gereinigt werden können. Bei dem Hochwasser des Jahres 1919 hat sich eine derartige Rückspülvorrichtung beim Kraftwerk Augst auf der Schweizer Seite gut bewährt, während das Kraftwerk Laufenburg wegen Rechenverstopfung abgestellt werden mußte.

c) Dachwehre als Schleusenverschluß.

Abbildung 14a.

Bei den Schleusen sind im Unterhaupt Stemmtore, im Oberhaupt dagegen als Dachwehr ausgebildete Klapptore vorgesehen. Es ist dies geschehen, um die Zeit für Füllung der Schleuse und für Öffnung und Schließung des Obertores möglichst abzukürzen, weil diese Tore schon niedergelegt werden können, bevor ein völliger Ausgleich der Wasserstände in der Schleuse und in der oberen Haltung eingetreten ist. Es erscheint mir fraglich, ob dieser Vorteil, der allerdings eine nur unbedeutende Verlängerung des Oberhaupts der Schleuse bedingt, im richtigen Verhältnis zu den hiermit verbundenen Mehrkosten steht.

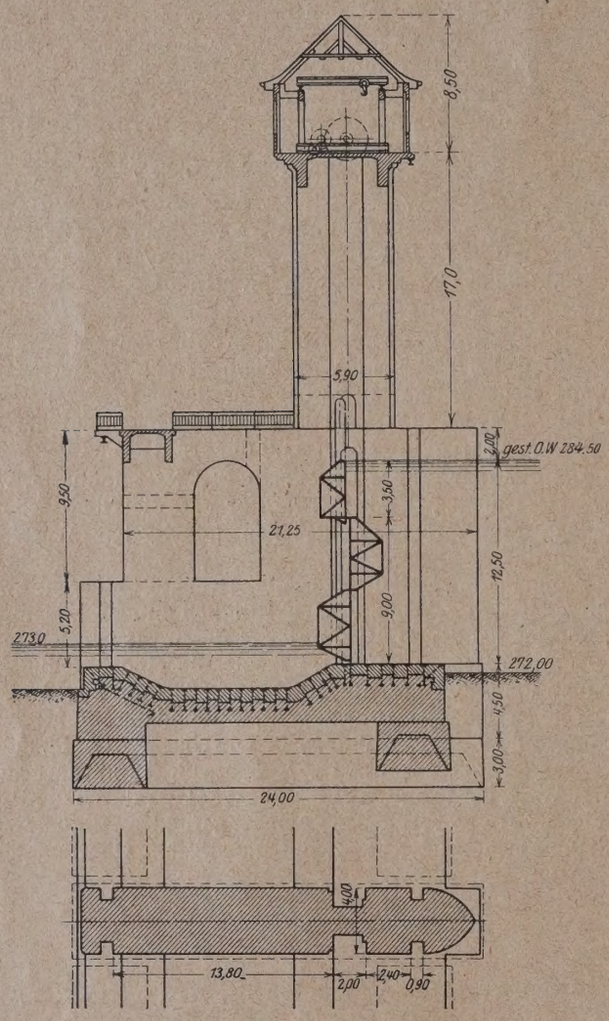


Abb. 12. Wehranlage Schwörstadt (Entwurf Buß-Grün & Bilfinger).

d) Zylinderventile.

Abbildung 14b.

Als Verschluß der Umlaufkanäle sind niedrige Zylinderventile von großem Durchmesser (2,40 m) vorgesehen, um die Füllungszeit der Schleuse abzukürzen (Abb. 14). Man kann wohl im Zweifel sein, ob es zweckmäßig ist, die Schluckfähigkeit des Einlaufs in die Umlaufkanäle durch Zylinderventile von so großem Durchmesser zu erhöhen, denn schon bei Schleusen von geringerem Gefälle als sie auf dieser Rheinstrecke vorkommen, ist man genötigt, um das in der Schleuse befindliche Schiff vor Beschädigungen zu bewahren, eine Abdrosselung des in den Umlauf fließenden Wassers vorzunehmen. Erst wenn die auszugleichenden Wasserstände sich nähern, pflegt man den vollen Querschnitt freizulegen. Durch die in Vorschlag gebrachten Dachwehre hat daher die große Schluckfähigkeit der Zylinderventile nicht die große Bedeutung, die ihr sonst vielleicht beizulegen wäre.

2. Entwurf Grün & Bilfinger-Buß.

a) Die Kaskadenschleuse.

Da stets genügend Wasser für Schleusungszwecke zur Verfügung steht, ist in dem Entwurf Grün & Bilfinger-Buß die Anordnung von Sparbecken nur bei dem Abstieg vom Rheinfall bei Altenburg vorgesehen. Auch hier sind Sparbecken nur vorgesehen, um den Wasserstand der, zwischen den beiden Schachtschleusen angeordneten, Zwischenhaltung bei der Entleerung der oberen und Füllung der unteren Schleuse nicht zu starken Schwankungen auszusetzen, weil der Schiffahrtsbetrieb sich doch nicht so regeln läßt, daß beide Vorgänge sich genau zu gleicher Zeit abspielen. Bei der Anlage von 4 Doppelbecken würde der Wasserspiegel der Zwischenschaltung immerhin noch Schwankungen von 45 cm unterworfen sein. Sparbecken sind aber außerdem noch angeordnet, um bei dem hohen Gefälle von 16 m einer zu lebhaften Wasserbewegung in der Kammer, durch welche das zu schleusende Schiff gefährdet würde, vorzubeugen. Das Preisgericht hält allerdings in seinem Gutachten die Einschiebung einer Zwischenhaltung nicht für zweckmäßig und begründet dies damit, daß „bei einer starken Verkehrszunahme hier doch zwei Schleusenpaare nebeneinander — je eines für die Berg- und eines für die Talfahrt —, die sich zugleich gegenseitig als Sparbecken dienen können, vorgesehen werden müssen". Aus diesem Grunde empfiehlt das Preisgericht die Anwendung von Kuppelschleusen. Bei dem großen Gefälle von rd. 32 m, das hier zu überwinden ist, wären bei der Anordnung von Kuppelschleusen mehr als 2 Schleusen hintereinander erforderlich, weil, selbst wenn die nebeneinander stehenden Schleusen gegenseitig als Sparbecken verwandt werden, das Gefälle so groß bleibt, daß eine starke Drosselung zu Anfang des Ausgleichs der Wasserstände notwendig wäre. Hierdurch, aber auch ganz besonders durch die Abhängigkeit, in welche die Schleusen für die Berg- und diejenigen für die Talfahrt voneinander gebracht werden, wird der Schiffsverkehr so gehemmt, daß es mir sehr zweifelhaft erscheint,

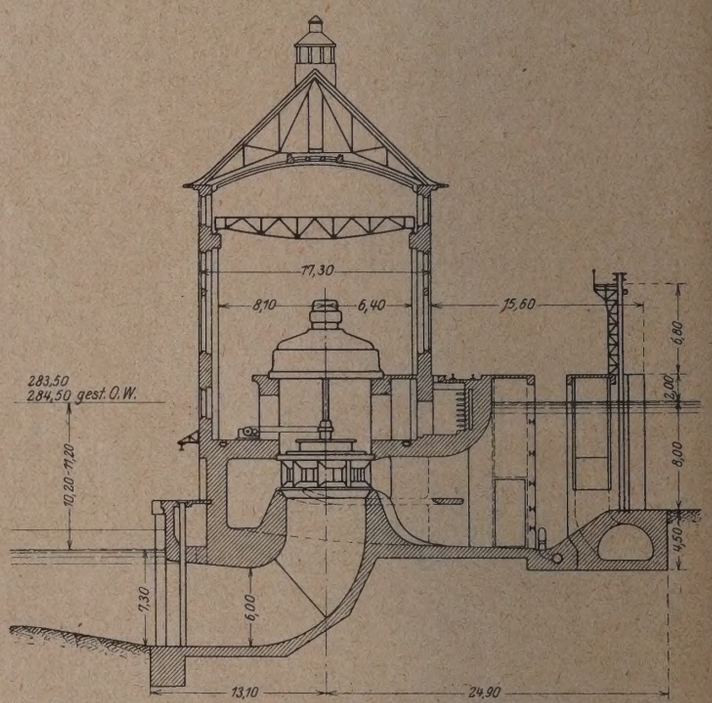


Abb. 13. Querschnitt durch das Turbinenhaus in Schwörstadt (Entwurf Buß-Grün & Bilfinger).

ob der Vorschlag des Preisgerichts als eine Verbesserung gegenüber dem mit dem II. Preis gekrönten Entwurf anzusehen ist.

Bei den anderen Staustufen ist das Gefälle wesentlich kleiner als bei Altenburg und da ist die Anordnung von Sparbecken, lediglich damit die Füllung und Entleerung der Schleuse ruhiger vor sich geht, nicht mehr gerechtfertigt, da eine Ersparung von Schleusungswasser nicht in Frage kommt. Um nun die Geschwindigkeit des, bei der Füllung, in die Schleuse einströmenden und, bei der Entleerung, aus derselben ausströmenden Wassers zu verringern, haben die Projektverfasser die Herabsetzung der für die Füllungs- und Entleerungszeit maßgebenden Druckhöhe durch Anordnung von Kaskaden in den Schleusenwänden in Vorschlag gebracht. Die Füllung und Entleerung der Schleuse geschieht in üblicher Weise durch Vermittlung eines über dem Schleusenkammerboden liegenden Umlaufkanals, der durch Stichkanäle mit der Kammer in Verbindung steht. Bei der Füllung der Schleuse wird aber das Wasser aus der oberen Haltung durch einen Zulaufkanal (Abb. 15) erst über eine Reihe hintereinander in den Seitenwänden angeordneter Kaskaden dem eigentlichen Umlaufkanal zugeführt. Der obere Zuleitungskanal wird daher bis zur hinteren Kaskade wagerecht durchgeführt und liegt mit seinem Scheitel etwas unter Oberwasserspiegel. Aus diesem oberen Zuleitungskanal strömt das Wasser durch Schlitze, in der Wandung des Zuleitungskanals, welche der Schleusenkammer abgewandt ist, in einen Einfallschacht, von dem es erst über die Treppenstufen der Kaskaden in den eigentlichen Umlaufkanal gelangt, und tritt dann in der sonst üblichen Weise durch die Stichkanäle in die Schleusenkammer (s. Abb. 16). Durch die Abmessungen der Schlitze in der Wand des oberen Zuleitungskanals kann der Zufluß zu jedem Treppenumlauf so geregelt werden, daß die Hebung des Kammerwasserstandes das zulässige Maß nicht überschreitet. Die Kaskaden haben somit den Zweck, das Gesamtgefälle zu brechen. Der obere Zulaufkanal wird nur an seinem Einlauf, also auf der Oberwasserseite, durch ein Zugschütz geschlossen.

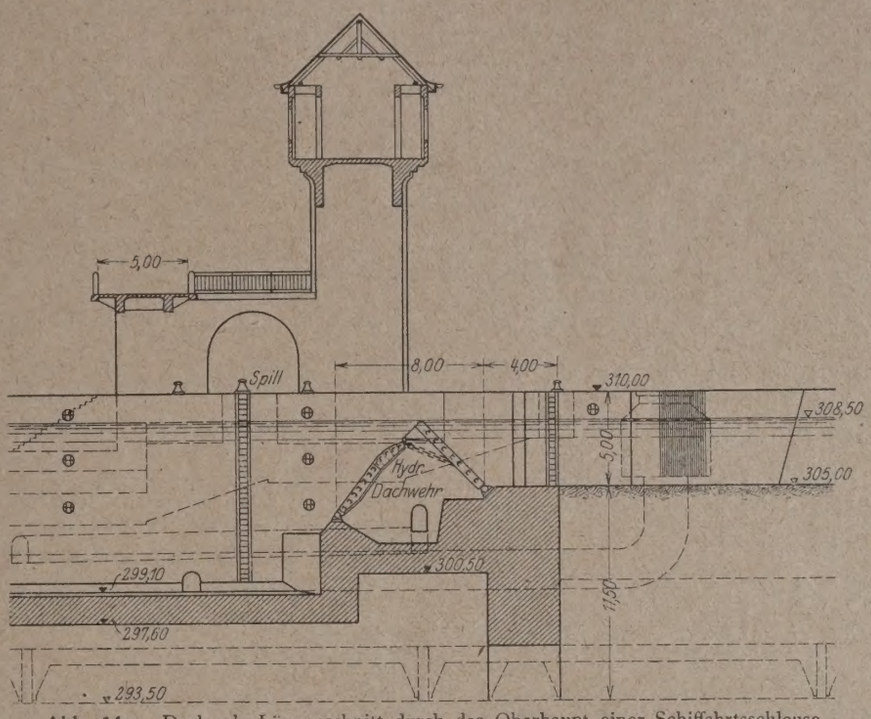


Abb. 14a. Dachwehr-Längenschnitt durch das Oberhaupt einer Schiffahrtsschleuse (Entwurf Buß-Grün & Bilfinger).

Bei der Entleerung der Schleuse tritt das Wasser durch die Stichkanäle aus der Kammer in den unteren Umlaufkanal und gelangt in einen im Unterhaupt der Schleuse befindlichen senkrechten Schieberschacht (s. Abb. 17). In diesem Schieberschacht sind nach dem Unterwasser zu eine Reihe von Öffnungen über einander angeordnet, die durch Schütztafeln nacheinander geöffnet werden, entsprechend dem Abfallen des Wasserstandes in der Kammer. Der Wasserinhalt der Schleuse zwischen Oberwasser und Unterwasser wird also schichtweise durch diese Schützöffnungen über eine allen gemeinsame Kaskade dem ins Unterwasser ausmündenden Umlaufkanal zugeführt und gelangt durch eine Anzahl von Stichöffnungen in die untere Haltung.

Das Programm des Wettbewerbs schrieb auch für diese Schleusen elektrischen und Handbetrieb vor. Da letzterer nur beim Versagen der elektrischen Anlagen in Frage kommt, wird durch verhältnismäßig einfache Schaltungsmaßnahmen die Bedienung der Schütztafeln in der vorgeschriebenen Reihenfolge von einer Zentralstelle aus bewirkt werden können.

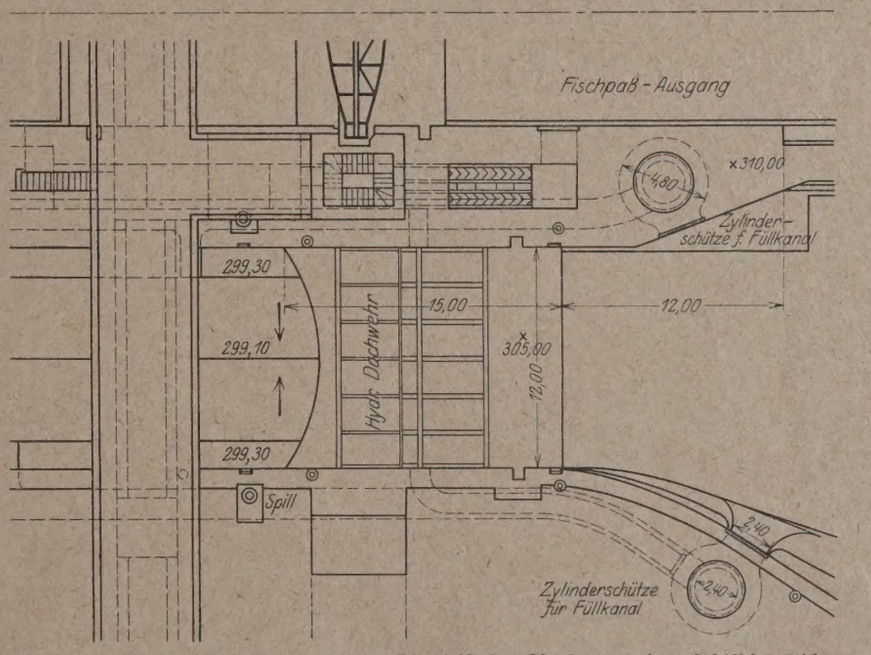


Abb. 14b. Dachwehr-Zylinderventile. Grundriß des Oberhaupts einer Schiffahrtsschleuse (Entwurf Buß-Grün & Bilfinger).

Durch die Anordnung von Sparbecken würde dieselbe Wirkung, auf die es bei den Kaskadenumläufen ankommt, nämlich die Brechung des Gesamtgefälles der Schleuse, erzielt. Die Treppenumläufe nehmen aber weniger Raum ein als Sparbecken, erfordern auch eine geringere Anzahl von Verschlußvorrichtungen, so daß dieser Vorschlag eine Neuerung und eine durchaus brauchbare Lösung bedeutet, deren Anwendung überall dort sich empfehlen wird, wo bei hohen Schleusengefällen so viel Wasser zur Verfügung steht, daß Sparbecken, deren Anlage außerdem wesentlich höhere Kosten verursachen würde, nicht erforderlich sind.

Als Verschluß der Schleusen werden sowohl im Unterhaupt wie im Oberhaupt Hubtore in Vorschlag gebracht. Wenn auch zugegeben werden muß, daß durch Hubtore an Schleusenlänge gespart wird, gegenüber Stemmtoren oder auch Klapptoren, die schließlich doch nur im Oberhaupt in Frage kommen, erscheint die vorgeschlagene Anordnung eines in den Vorschleusenboden versenkbaren Hubtores (s. Abb. 15) bedenklich wegen

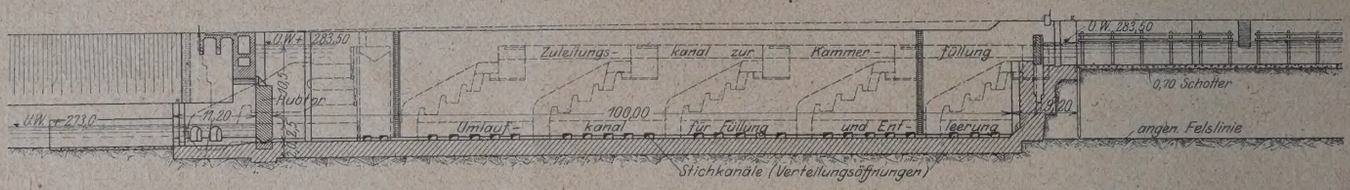


Abb. 15. Kaskadenschleuse. Längenschnitt durch die Schleuse (Entwurf Grün & Bilfinger-Buß).

der Unzugänglichkeit des Tores, im Falle ein Fremdkörper sich zwischen dem Tor und den Anschlagsflächen einklemmt.

b) Das Doppelprofil.

Abbildung 18.

In dem Grün & Bilfinger-Buß'schen Entwurf ist eine Trennung zwischen Schiffahrts- und Kraftkanal nur dort durchgeführt, wo es unbedingt notwendig war, wie unterhalb der Kanalbrücke über den Rhein in der Staustufe Altenburg. Es ist vielmehr, wie schon bei Besprechung einzelner Staustufen erwähnt wurde, ein Doppelprofil angewandt, mit einer Wassertiefe von 2,80 m in dem der Schiffahrt dienenden Teil und 7,50 m Wassertiefe im Kraftkanal. Zur Erhöhung der Geschwindigkeit im Kraftkanal dind dessen Wandungen und Sohle möglichst glatt mit Eisenbetonmatten ausgelegt, während die Sohle des Schiffahrtskanals durch eine Grobschotterlage von 70 cm Stärke, die auch das Ankerwerfen gestattet, möglichst rauh hergestellt wird. Das Preisgericht fällt über das Doppelprofil das Urteil, daß „augenscheinlich über die Wirkungsweise der angenommenen Doppelprofile nicht zutreffende theoretische Vorstellungen obgewaltet haben". Über die absolute Richtigkeit der Rauhigkeitswerte läßt sich selbstverständlich streiten, insbesondere könnte es zweifelhaft erscheinen, ob dort, wo der Schiffahrtskanal auf der konkaven Seite des Doppelprofils liegt, die Geschwindigkeit sich, wie rechnungsmäßig ermittelt, einstellen wird. Nach Möglichkeit ist aber der Schiffahrtskanal in Krümmungen längs dem konvexen Ufer geführt. In diesen Fällen, wie auch in geraden Strecken, ist jedoch anzunehmen, daß die Geschwindigkeit im Schiffahrtskanal wesentlich geringer sein muß als im Kraftkanal. Dort, wo, wie z. B. in den Staustufen Waldshut und Albbruck, der Schiffahrtskanal in der Konkaven liegt, kann es sich vielleicht empfehlen, eine trennende Wand zwischen beiden zu errichten. Aber der Vorteil, den das gemeinsame Doppelprofil bei Schiffskreuzungen durch die große Breite bietet, ist so erheblich, daß es sich lohnen wird, durch Modellversuche Klarheit über die Verteilung der Geschwindigkeiten in beiden Profilteilen zu gewinnen. Freilich würden solche Versuche schwerlich völlige Klarheit über die tatsächlich zu erwartenden Geschwindigkeiten bringen, aber sie würden doch in ihren relativen Ergebnissen zur Klärung einer Reihe von Fragen, wie z. B. ob nicht Querströmungen aus dem Schiffahrtskanal entstehen und ob die Voraussetzung gleicher Gefälle im Kraft- und Schiffahrtskanal wirklich zutrifft, beitragen.

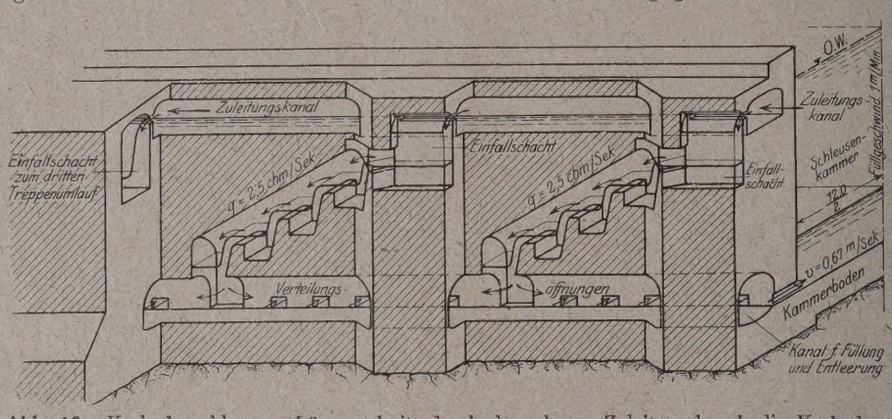


Abb. 16. Kaskadenschleuse. Längenschnitt durch den oberen Zuleitungskanal, die Kaskaden und den ersteren Umlaufkanal (Entwurf Grün & Bilfinger-Buß).

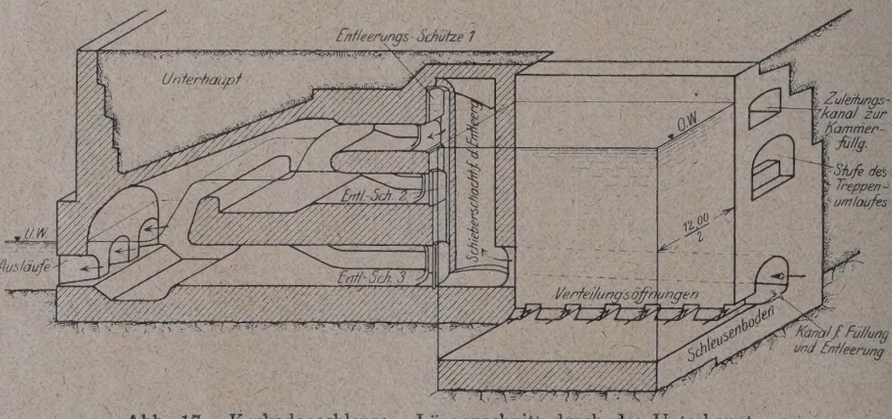


Abb. 17. Kaskadenschleuse. Längenschnitt durch das Unterhaupt (Entwurf Grün & Bilfinger-Buß).

c) Die Kanalbrücke über den Rhein.

Das schwierigste Problem des Wettbewerbs, die Überwindung des Rheinfalls, ist in dem Entwurf Grün & Bilfinger Buß durch Überführung des Schiffahrtsweges über den Rhein in einer Kanalbrücke gelöst. Hätten die Verfasser sich streng an die Vorschrift des Programms gehalten, nach der dem Rheinfall nur das für den Schiffahrtsbetrieb erforderliche Wasser entzogen werden darf, so wäre die Lösung bedeutend einfacher gewesen. Dadurch aber, daß mit einer Wasserentnahme von 300 cbm/sek aus dem Rhein oberhalb des Rheinfalls die gewaltige Kraft von 93 500 PS gewonnen werden sollte, ist die Lösung wesentlich erschwert worden, denn es handelt sich dann nicht mehr lediglich darum, den Schiffahrtsweg über die Kanalbrücke zu führen, sondern es müssen außerdem diese 300 cbm dem Kraftwerk zugeführt werden, ohne die Geschwindigkeit im Schiffahrtskanal über das zulässige Maß zu steigern. Diese Aufgabe ist in der Weise gelöst, daß, um eine übermäßige Breite der Kanalbrücke zu vermeiden, schon vor dem Einlauf in die Brücke eine Trennung zwischen Schiffahrtskanal und Kraftkanal erfolgt. Das Kraftwasser wird über die Brücke in 4 rechteckigen Kanälen von 6,7 auf 4,5 m Querschnitt geleitet, die unter dem Schiffahrtskanal angeordnet sind (Abb. 19 u. 20). Um daher aus

dem gemeinschaftlichen Schiffahrts- und Kraftkanal in diese Leitung zu gelangen, muß das Kraftwasser dükerartig unter den Schiffahrtskanal tauchen und unmittelbar hinter der Brücke wieder in den zum Kraftwerk führenden Werkkanal emporsteigen. (Abb. 21a und 21b). Der Schiffahrtskanal liegt in einem Trog von 28,35 m lichter Breite und 3,00 m Tiefe, in dem das Wasser mit einer Geschwindigkeit von annähernd 1 m/sek fließen soll.

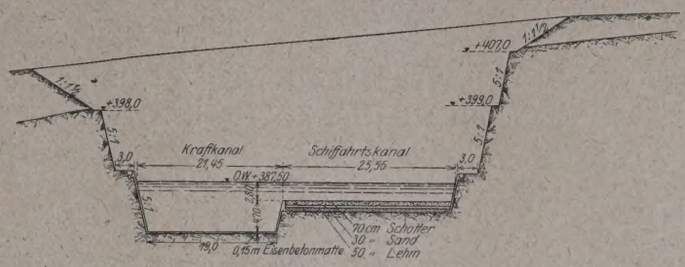


Abb. 18. Doppelprofil (Entwurf Grün & Bilfinger-Buß).

wärtig werden auf der Strecke Basel—Bodensee etwa 150 bis 175 000 PS der Wasserkräfte des Rheins ausgenützt, während nach Durchführung einer Bodenseeregulierung mit einer geringsten Leistung von etwa 430 bis 448000 PS gerechnet werden darf. Die Jahresproduktion an elektrischer Energie, die schon jetzt etwa 600 Millionen kW-Stunden beträgt, wird nach vollendetem Ausbau sich um den vier- bis fünffachen Betrag erhöhen und ist in hervor-

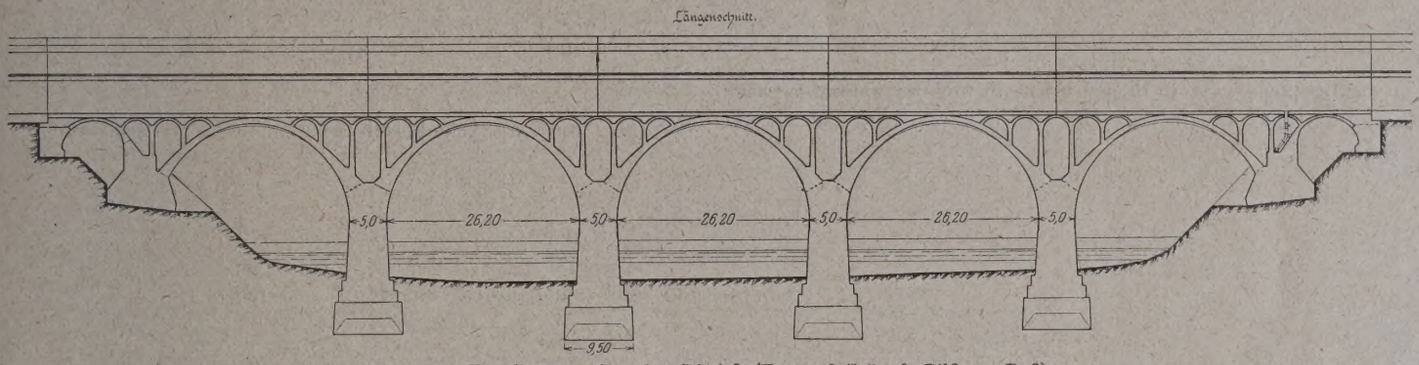


Abb. 19 Kanalbrücke über den Rhein (Entwurf Grün & Bilfinger-Buß).

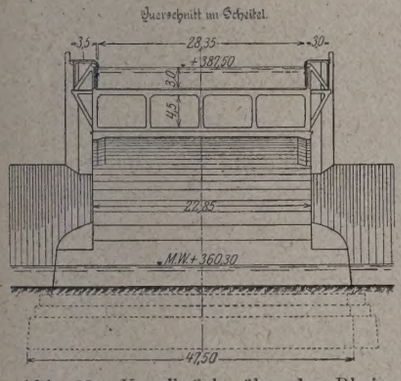


Abb. 20. Kanalbrücke über den Rhein (Entwurf Grün & Bilfinger-Buß).

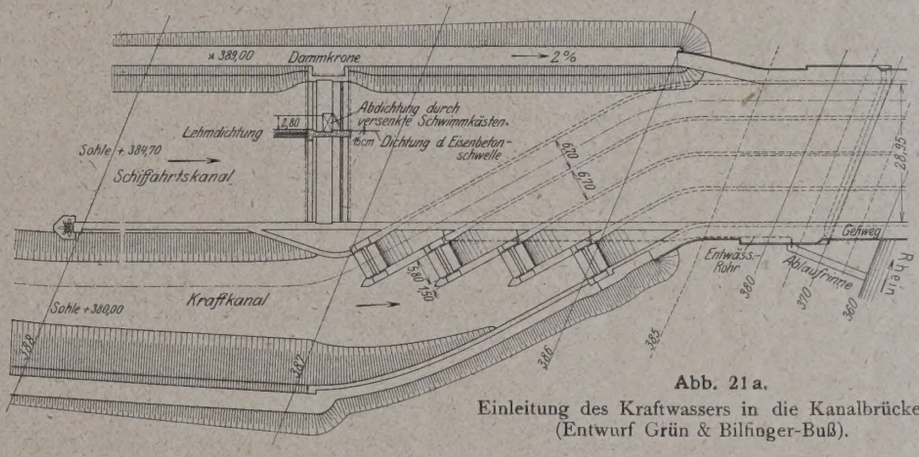


Abb. 21a.
Einleitung des Kraftwassers in die Kanalbrücke (Entwurf Grün & Bilfinger-Buß).

Erst kurz oberhalb der Schleuse tritt der größere Teil dieser Wassermenge, der für Schleusungszwecke nicht benötigt wird, durch 7 Bodenauslässe, die mit Schützen regulierbar sind, in den daneben liegenden Kraftkanal aus. Kraft- und Schiffahrtskanal sind daher von der Stelle ab, wo das Kraftwasser unter den Schiffahrtskanal untertaucht, vollständig getrennt.

V. Schlußbetrachtung.

Das Ergebnis des von den Schiffahrtsverbänden in St. Gallen, Konstanz und Basel veranlaßten Wettbewerbs darf als hocherfreulich angesehen werden. Nach Mitteilungen, die von schweizerischen Teilnehmern auf dem vom südwestdeutschen Kanalverein veranstalteten Karlsruher Schiffahrts- und Wasserkraft-Kongreß gemacht wurden, sollen schon Konzessionsgesuche um Ausbau einiger Kraftwerke vorliegen. Gegenragendem Maße geeignet, die Schweiz hinsichtlich der Energiebeschaffung von der fremden Kohle unabhängig zu machen. Der lang andauernde Wassermangel des Herbstes 1920 hätte nicht so verhängnisvolle Wirkungen gehabt, wenn die Bodenseeregulierung schon erfolgt wäre. Die Verwertung des Bodensees als Speicherraum muß daher als die dringendste Aufgabe der nächsten Zukunft betrachtet werden. Möge die Inangriffnahme des großen Werks, das nicht nur für die Versorgung der Schweiz und Süddeutschlands mit Kraft die größte Bedeutung hat, sondern auch zur gewaltigen Förderung der Schiffahrt beitragen wird, nicht mehr lange auf sich warten lassen; die Grundlage für die Verwirklichung dieses in Europa einzig dastehenden Werkes hat der Wettbewerb zweifellos geliefert.

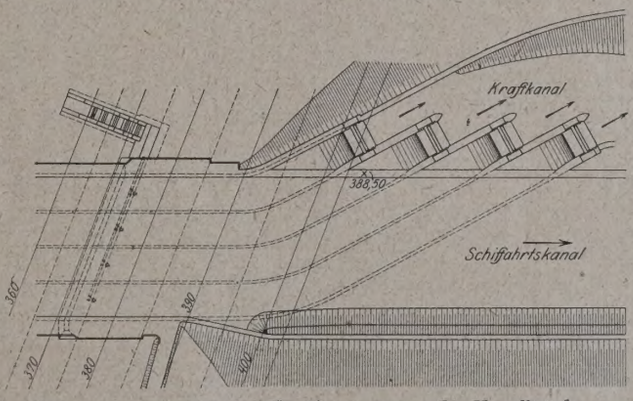


Abb. 21b. Austritt des Kanalwassers aus der Kanalbrücke (Entwurf Grün & Bilfinger-Buß).

MOMENTENDECKUNG (MATERIALNACHWEIS) ÜBER DEN STÜTZEN VON DURCHLAUFENDEN TRÄGERN.

Von Dipl.-Ing. K. Mayer, Assistent an der Technischen Hochschule Stuttgart.

Es ist in der Praxis allgemein üblich, bei Trägern und Plattenbalken dasjenige Moment, das ein Trägerquerschnitt tatsächlich aufnehmen kann, bei positivem Biegungsmoment nach der Formel

$$M = F_e \sigma_e (h - x + y) \text{ bzw. } M = F_e \sigma_e \left(h - \frac{d}{2}\right)$$

bei negativem Biegungsmoment nach der Formel

$$M = F_e \sigma_e \left(h - \frac{x}{3}\right) \text{ bzw. } M = F_e \sigma_e \cdot {}^7/_8 \, h$$

zu ermitteln. — Da in diesen Formeln nur die zulässige Eisenspannung σ_e vorkommt, so zeigen sie uns nicht, ob und wie weit

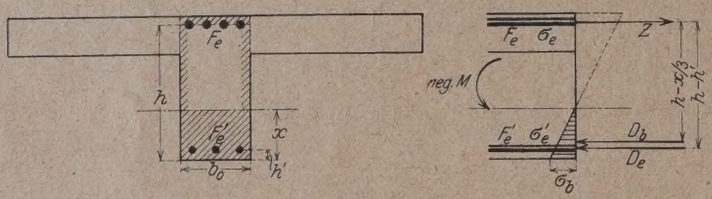


Abb. 1. Spannungsverteilung in einem doppelt bewehrten Plattenbalken.

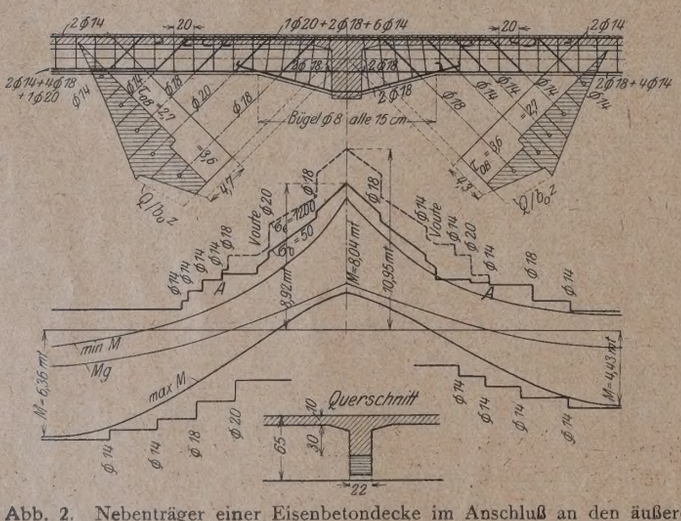


Abb. 2. Nebenträger einer Eisenbetondecke im Anschluß an den äußeren Hauptträger.

die zulässige Betonbeanspruchung σ_b überschritten wird. — Bei Plattenbalken, die ein positives Biegungsmoment aufzunehmen haben, wird wegen der Druckplatte im allgemeinen die zulässige Betonbeanspruchung σ_b nie erreicht, weshalb die obigen Formeln ohne weiteres angewandt werden können. Bei durchlaufenden Trägern über der Stütze, also bei den durch negative Momente beanspruchten Querschnitten, hauptsächlich wenn noch eine Druckbewehrung vorhanden ist (s. Abb. 1) sind sie, wie im folgenden gezeigt wird, nur in beschränktem Maße gültig.

Nach den „Bestimmungen für die Ausführung von Bauwerken aus Eisenbeton" vom Januar 1916 ist bei Hochbauten eine Eisenbeanspruchung von $\sigma_e = 1200$ kg/cm², eine Betonbeanspruchung von $\sigma_b = 40$ kg/cm² und an den Unterseiten der Schrägen und Kehlen (Vouten) von Plattenbalken eine Erhöhung dieser Betonbeanspruchung auf 50 kg/cm² zulässig.

In Abb. 2 ist ein Nebenträger einer Eisenbetondecke im Anschluß an den äußeren Hauptträger dargestellt. — Die Eiseneinlagen des Trägers über der Stütze sind unter voller Ausnützung der Betonbeanspruchung von 50 kg/cm² ermittelt. Prof. Dr.-Ing. Mörsch gibt hierzu in seinem „Eisenbetonbau", V. Aufl. in Abb. 317 bzw. 319 ein sehr einfaches Verfahren, bei dem sich auch ohne weiteres ein günstiges Verhältnis der oberen und unteren Eiseneinlagen $F_e : F_e'$ bestimmen läßt. — Es handelt sich nun um die Ermittlung der Momentendeckung. Das Format des Nebenträgers über der Stütze ist 22/65, an Zugeisen ist vorhanden 1 Ø 20 + 2 Ø 18 + 6 Ø 14 mit $F_e = 17{,}47$ cm², an Druckeisen 2 Ø 18 mit $F_e = 5{,}09$ cm².

Bei Vernachlässigung der Druckeisen kann der Querschnitt über der Stütze bei voller Ausnützung der Eisenspannung von $\sigma_e = 1200$ kg/cm² ein Moment aufnehmen von $M = F_e \sigma_e \cdot {}^7/_8 \, h = 17{,}47 \cdot 1200 \cdot {}^7/_8 \, (0{,}92 \cdot 65) = 10{,}95$ mt.

Führen wir für dieses Moment den Spannungsnachweis in dem Querschnitt, so ergibt sich bei Vernachlässigung der Druckbewehrung eine Druckspannung des Betons von $\sigma_b = 71$ kg/cm².

Da aber nur eine Druckbeanspruchung von $\sigma_b = 50$ kg/cm² zulässig ist, so ist die Anwendung der Formel $M = F_e \sigma_e \cdot {}^7/_8 \, h$ nicht angängig, wir müssen vielmehr bei der Feststellung des Momentes von der zulässigen Druckbeanspruchung des Betons ausgehen, wobei natürlich die Eisenspannung nicht voll ausgenützt wird.

Ein Verfahren, das rasch, sicher und genügend genau zum Ziele führt, beruht auf der Anwendung der obenerwähnten Tafeln Abb. 317 bzw. 319 von Prof. Dr. Mörsch, welche für $\sigma_b = 50$ kg/cm² aufgestellt sind.

$$\sigma_b = 50 \text{ kg/cm}^2 - c = 0{,}42\, d - h' = 0{,}08\, d.$$

Unsere Abb. 3 zeigt einen Ausschnitt aus der Tafel.

Es sind 2 Quadranten vorhanden, in denen die Spannungen σ_e als Ordinaten, die μ bzw. μ' als Abzissen und $\frac{M_e'}{b\,d^2}$ · bzw. $\frac{M_e}{b\,d^2}$ · Kurven gezeichnet sind.

Bei einfacher Biegung ist $M_e' / b\,d^2 = M_e / b\,d^2 = M / b\,d^2$. Die Abmessungen des Querschnitts sind uns gegeben, wir kennen also den Bewehrungsprozentsatz μ und μ'. Wir erhalten nun aus der Tafel für μ und μ' auf einer bestimmten Spannungsstufe im linken und rechten Quadranten je einen eindeutig bestimmten Wert von $M/b\,d^2$, woraus sich, da b und d

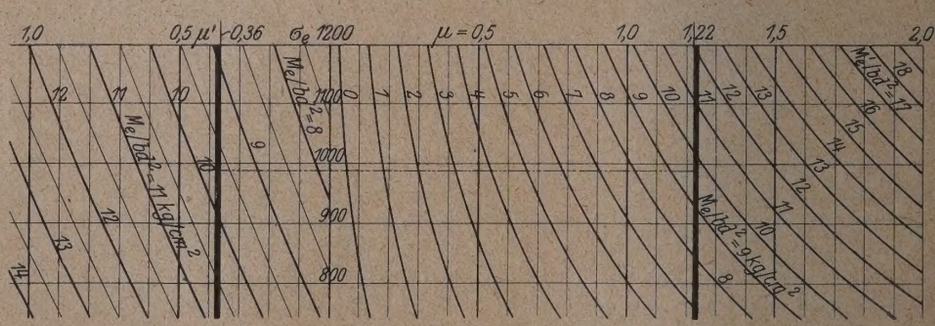


Abb. 3. Skizze der Tafel Abb. 317 aus Mörsch „Der Eisenbetonbau", 5. Aufl.

bekannt sind, das Moment M bestimmen läßt. Ist keine Druckbewehrung vorhanden, so ist einfach $\mu' = 0$ zu setzen. Ergibt sich kein Wert für $M/b\,d^2$ in der Tafel, so wird die zulässige Randspannung von $\sigma_b = 50$ kg/cm² nicht erreicht und es ist

dann nach der Formel $M = \sigma_e F_e \cdot {}^7/_8 h$ mit der zulässigen Eisenbeanspruchung zu rechnen.

Beispiel: Wir haben bei dem in Abb. 2 bezeichneten Nebenträger über der Stütze einen Querschnitt von b/d = 22/65, $F_e = 17{,}47$ cm², $F_e' = 5{,}09$ cm². Es ergibt sich:

$$\mu = \frac{F_e}{b\,d} \cdot 100 = \frac{17{,}47}{22 \cdot 65} 100 = 1{,}22\ \%$$

und $$\mu' = \frac{5{,}09}{22 \cdot 65} \cdot 100 = 0{,}36\ \%.$$

In der Tafel Abb. 3 sind die zu diesen Abzissen μ und μ' gehörigen Ordinaten durch einen dicken schwarzen Strich gezeichnet (zweckmäßig werden hier zwei Papierstreifen verwendet). Wir finden auf der Spannungsstufe $\sigma_e = 990$ kg/cm² ein $$\frac{M'}{b\,d^2} = \frac{M_e}{b\,d^2} = 9{,}6 \text{ kg/cm}^2.$$

Wir erhalten nun

$$\frac{M}{b\,d^2} = 9{,}6 \text{ kg/cm}^2;\ b = 22 \text{ cm};\ d = 65 \text{ cm};$$

$$M = 9{,}6 \cdot 22 \cdot 65^2 = 8{,}92 \text{ mt}.$$

Hierbei ist $\sigma_b = 50$ kg/cm², $\sigma_e = 990$ kg/cm².

In der Abb. 2 sind die Momente, die sich aus der Formel $M = \sigma_e F_e \cdot {}^7/_8 h$ ergeben, punktiert eingezeichnet, während die ausgezogene Linie die Momentendeckung, wie sie sich aus der Tafel ergibt, darstellt.

Im geraden Teil des Balkens vom Voutenanfang ab ist nach den Bestimmungen nur $\sigma_b = 40$ zulässig, weshalb mit der Tafel Mörsch Abb. 316 gerechnet wurde. Im Punkt A ergibt sich bei der Berechnung des Moments kein Wert für $\frac{M}{b\,d^2}$ mehr auf der Tafel, weshalb die gestrichelte und ausgezogene Kurve hier zusammentreffen.

ÜBER AKADEMISCHEN UNTERRICHT.

Von Professor Dr. R. Weyrauch, Stuttgart.

Manche Studierenden, vor allem aber wohl viele Dozenten Technischer Hochschulen fühlen sich seit langem unbefriedigt von den althergebrachten Verfahren unseres akademischen Unterrichts. Vielleicht regen die folgenden Zeilen zur weiteren Besprechung der Frage an.

1. Vortrag. Der Dozent hat im allgemeinen die Wahl zwischen einem fließenden „eleganten" Vortrag und einem langsamen „Vorlesen". Aber beim ersteren können die Studierenden nicht nachschreiben und brauchen doch vielfach eine schriftliche Grundlage für ihr Studium. Der Diktatvortrag aber ist eine Pein, nicht nur für den Hörer, der nicht nachschreiben will, sondern auch oft für den Lehrer. Ich habe dieses lange empfundene Dilemma seit einigen Semestern umgangen durch ganz kurze vervielfältigte Manuskripte, die meine Hörer von mir beziehen können. Um aber bei ihnen nicht die Meinung aufkommen zu lassen, daß diese Manuskripte den Vorlesungsbesuch überflüssig machen, enthalten sie nichts als Begriffsbesimmungen und Tabellen, das heißt, diejenigen Dinge, die sonst rein mechanisch nachgeschrieben werden müssen, und dazu einen aufs äußerste gekürzten Abriß des Vortragsinhalts nebst Literaturverzeichnis. Sie enthalten also vor allem (mit ganz wenigen Ausnahmen) keine Formel, keine Figuren und keine Beispiele, denn deren Entwicklung soll der Hörer im Unterricht persönlich verfolgen und selbst aufzeichnen.

Diese Manuskripte haben sich außerordentlich bewährt: die Studierenden können besser aufmerken, ich habe die Freiheit zu sprechen, wie ich will, eventuell auch einzelne weniger wichtige Dinge zu übergehen, kann dabei etwa das Anderthalbfache an Stoff bringen, bin sicher, daß die Studierenden Begriffsbestimmungen und Zahlen richtig haben und konnte mich während einer Krankheit ruhig durch meinen eingearbeiteten Assistenten vertreten lassen.

Die ursprüngliche Befürchtung, solche Manuskripte würden schon im zweiten Jahr nicht mehr passen, wenn ich etwa den Inhalt meiner Darstellung ändern wollte, hat sich als übertrieben erwiesen, da ihre Abfassung mit größter Vorsicht und Kürze erfolgt war.

Zur Belebung meines Vortrags pflege ich fast in jeder Stunde unvermutete Zwischenfragen zu stellen. Zum Beispiel: „Ja, warum ist denn das nun so, wie ich eben sagte?" und dergl. Mit dem Erfolg bin ich sehr zufrieden. Die Hörer gewöhnen sich an dauernde kritische Aufmerksamkeit und der ganze Vortrag bekommt mehr Leben.

Jeweils nach Abschluß eines Abschnitts halte ich eine einstündige Erörterung mit meinen Hörern ab, in der Art, daß ich wiederholende und erweiternde Fragen über das Vorgetragene stelle und mir aus der Mitte der Zuhörerschaft antworten lasse. Auch kurze Referate seitens der Hörer sind hier schon möglich.

Durch diese drei Mittel: kurze Manuskripte, Zwischenfragen und Erörterungen glaube ich meinen Vorträgen gewisse Vorzüge vor der alten Vorlesungsmethode gegeben zu haben.

2. Übungen. Bei der Belastung der Studierenden mit allen möglichen Fächern ist es bei größerer Hörerzahl nicht durchführbar, jedem einzelnen Studierenden zusammenhängende Konstruktionsentwürfe mit allen Nebenanlagen zur Bearbeitung zu geben. Die meisten würden dabei auch keinen genügenden Überblick über die einzelnen Gesamtgebiete erhalten. Es bleibt also nichts übrig, als ihnen eine größere Anzahl kleinerer rasch zu lösender Aufgaben zu stellen. Um zu verhindern, daß jeder Studierende dieselbe Aufgabe erhält, empfiehlt es sich, die grundlegenden Zahlenwerte einer und derselben Aufgabe zu variieren. Dann muß jeder Studierende selbständig rechnen und konstruieren, sieht aber bei seinen Kommilitonen den Einfluß veränderter Entwurfsgrundlagen. Daß man heute keine Zeit mehr hat, alle Entwürfe in Tusche und Farben ausführen zu lassen, ist bekannt. Bleistift, Buntstift und Tinte bilden oft einen guten Ersatz.

Aber kein Entwurf sollte ohne einen, wenn auch kurzen Begleitbericht bleiben, damit unsere Studierenden schon auf der Hochschule lernen, sich technisch richtig und gewandt auszudrücken.

Zu den Übungen im weiteren Sinn gehört auch das Seminar. Nach meinen mehrjährigen Erfahrungen sehe ich dieses auch bei Ingenieuren als das vorteilhafteste Unterrichtsmittel für einigermaßen fortgeschrittene Studierende an. Ich halte jetzt 2 Seminare — im vorletzten und letzten Semester — ab. Im ersteren, dem „Vorseminar", verwende ich einen Teil der Zeit auf umfassende Wiederholung und Vertiefung des gesamten Vortragsstoffs und auf einfachere Referate, im Hauptseminar behandle ich ausgehend vom Wasserbau alle möglichen Fragen, aber losgelöst vom Unterrichtsbetrieb, wie in einem Fachverein. Ich gebe im Folgenden einige der bisher behandelten Themen.

1. Über die Abflußberechnung nach Wund.
2. Wasserkraftentwürfe im Anschluß an den Mittellandkanal.
3. Ausbaufähige und ausbauwürdige Wasserkräfte.
4. Gegenseitige Beeinflussung des Rhein-Neckar- und des Donau-Main-Kanals.
5. Vorteile des Schwemm- und Trennsystems bei einer den Teilnehmern bekannten Ortschaft.

6. Vergleich der beiden Patente 246/59 und 303 938 (unter Überlassung von Spezialakten).
7. Kritik der Darstellungsweise in einem Aufsatz des Vereins deutscher Ingenieure.
8. Die Anregungen Taylors auf dem Gebiet des Bauingenieurwesens.
9. Die Stellung der Arbeiterschaft zum Taylorsystem.
10. Was und wie kann der junge Ingenieur in der Praxis von Arbeiten lernen?

Jeder Teilnehmer macht sich Notizen und nach jedem Referat wird dieses nach seiner formellen und sachlichen Seite besprochen.

Es ist erstaunlich, wieviel Kritik auf diese Weise von Seiten der Hörer zutage kommt, so daß ich als Leiter oft mildernd einzugreifen habe. Trotz der starken sonstigen Belastung der Hörer habe ich schon manche Referate erhalten, die sich in jedem Fachverein hätten hören lassen können und die stete Kritik der Darstellungs- und Redeweise trägt sicher nicht wenig dazu bei, die bekannte allzu verbreitete Ungewandtheit der Ingenieure in der mündlichen Darstellung schon auf der Hochschule zu verringern. Unter anderem weise ich immer wieder auf den Ersatz langer Zahlenangaben durch graphische Darstellungen hin.

Es sollte mich freuen, durch meine Ausführungen einen Meinungsaustausch auf diesem Gebiete angebahnt zu haben.

LITERATURSCHAU.

Gesammelt und geordnet von Regierungsbaumeister Dr.-Ing. W. Kunze, Privatdozent, Dresden.

Baustoffkunde.

391. Neue Untersuchungen über die Eigenschaften des Portlandzements. Zemente mit hoher Druckfestigkeit, Schwinden und Quellen des Zementmörtels und des Betons, ohne und mit Eiseneinlagen. Von Otto Graf, Stuttgart, D. B.-Ztg. 1921, Mitt. f. Zem. u. Beton, Nr. 6 und 7.

392. Die Verwendung von Muschelkalkbeton-Werkstein beim Bau der Lutherkirche in Freiburg. Von Dr.-Ing. W. Petry, Regbmstr., nach einem auf der 24. Hauptversammlung des D. B. V. 1921 zu Berlin gehaltenen Vortrage (vgl. Bauing. 1921, Heft 6, S. 159), abgedruckt in den D. B.-Ztg., Mitt. f. Zem. u. Beton, Nr. 6 u. 7.

393. Über die Wertschätzung von Traßmörtel und Traßbeton. Unter besonderer Berücksichtigung des bayrischen Trasses (Riestuffmehl). Baumarkt 1921, Nr. 15, S. 236—237. (Eine Seite.) Es werden u. a. Festigkeitsergebnisse angegeben und Mischungsverhältnisse festgelegt.

394. Wasserdurchlässiger Zementputz und Beton. Baumarkt 1921, Nr. 15 und 16.

Vgl. außerdem Nr. **405**.

Statik und Festigkeitslehre.

395. Über das unverstümmelte Grundgesetz der Biegungstheorie und den Sinn der Eulerschen Knickgleichungen. Regbmstr. Steuernagel äußert sich in einer Zuschrift im Eisenbau 1921, Heft 2, S. 45 zu der im Eisenbau 1920, Heft 11 erschienenen Arbeit von Prof. Ewald Rasch.

396. Über die Knickberechnung gegliederter Flußeisenstäbe. Zuschrift Bohny, Eisenbau 1921, Heft 2, S. 44—45 zu der Arbeit Berrer, Eisenbau 1920, Heft 22.

397. Knicksicherheit und Druckbeanspruchung. Von Regbmstr. Erwin Waas, Stuttgart im Holzbau, 1921, Nr. 7, Verlage der D. B.-Ztg.

398. Statische Untersuchung des zweistieligen Stockwerkrahmens mit beliebiger Form und Belastung. Von Dr.-Ing. Bela Enyedy, Budapest. Beton und Eisen 1921, Heft 6 u. folg.

399. Beitrag zur Berechnung des eingespannten Bogenträgers auf Grund der Elastizitätstheorie. Von Dr.-Ing. Bela Enyedy. Eisenbau 1921, Heft 2, S. 34—43.

400. Sprengwerksbinder mit Kragarmen. Von Studienrat Dipl.-Ing. Schneemann, Köln, Statische Behandlung. D. B.-Ztg. 1921, Holzbeilage Nr. 8, 1½ Seite.

Vgl. auch Nr. **401**.

Brückenbau.

a) Allgemeines.

401. Seitensteifigkeit offener massiver Brücken. Von Prof. A. Ostenfeld, Kopenhagen. Schw. Bau-Ztg. vom 9. und 16. April 1921. I. Behandlung des eingespannten Bogens mit räumlicher Belastung; II. Ausknicken des Bogens im einfachsten Falle; III. Ausknicken eines durch Halbrahmen gestützten Eisenbetonbogens.

b) Hölzerne Brücken.

— — —

c) Stein- und Betonbrücken.

— — —.

d) Eisenbetonbrücken.

402. Unterirdische Brücke zur Überführung von Rohrleitungen über einen Eisenbahntunnel. Eine Seite Text und Abb. in der Schw. B.-Ztg. vom 12. März 1921.

e) Eiserne Brücken.

403. Einiges über den Umbau der Eisenbahnbrücke über die Mosel bei Koblenz. Von Dr.-Ing. F. Bohny, Sterkrade. Eisenbau 1921, Heft 1, S. 1—7.

404. Ausbesserung der Auflagerknotenpunkte der Stadtbahnbrücke über die Spree beim Bahnhof Bellevue in Berlin. Von Regbmstr. Kuhnke, Berlin. 2½ Seiten lange Veröffentlichung mit vielen Abb. über die von der Firma Beuchelt & Co., Grünberg, entworfenen und durchgeführten Arbeiten. Zentralbl. d. Bauv. 1921, Nr. 31, S. 195.

Hochbaukonstruktionen und Zementwaren.

405. Die wirtschaftliche Berechnung von Pfeilern aus Hartsteinen, Klinkern, Beton und Eisenbeton. Von Dipl.-Ing. E. Schubert, Hamburg. D. B.-Ztg. 1921, Zementbeilage Nr. 5.

406. Der Bau vielgeschossiger Häuser in Spanien. Von O. Jürgens. 1 Spalte mit 2 Abb. im Zentralbl. d. Bauv. 1921, Nr. 31, S. 195—196.

407. Zur Entwicklung des Hochhauses in Deutschland. Deutsche Bau-Ztg. 1921, Nr. 18 u. 19. Mit zahlreichen Abb. neuerer Entwürfe.

408. Der Bau der Wolkenkratzer. Eine Seite in Bauwelt 1921, Nr. 16, S. 213—214.

Gründungsarbeiten usw.

409. Im Erdreich herzustellender Betonpfahl, bei dem die in dem Pfahlrost stehende, flüssige Betonsäule in das umschließende Erdreich gepreßt wird. Kurze Vorführung des DRP. 324 910 des Herrn Wilh. Michaelis, Charlottenburg, Zentralbl. d. Bauv. 1921, Nr. 30, S. 188.

Wasserbau.

Gewässerkunde und Wasserwirtschaft, Wasserrecht, Wasserbewegung.

410. Der Verlauf der Tide- und Sturmflutwellen. Von Dr.-Ing. H. Krey, Berlin. Nachbemerkung zu seiner Veröffentlichung im Zentralbl. 1921, S. 91, ebenda Nr. 30, S. 187—188.

411. Über graphische Behandlung von Wasserschloßproblemen. Von Dr. E. Braun, Darmstadt. Schw. Bau-Ztg. vom 12. März 1921, 2½ Seite.

Flußbau, Kanalbau, Seebau, Hafenbau, Schleusenbau.

412. Eine Elbe-Oder-Kanalverbindung Dresden—Frankfurt a. O. Besprechung des Platzmannschen Vorschlages in der D. B.-Ztg. 1921, Nr. 30.

Wehre, Talsperren, Wildbachverbauungen, Wasserkraftanlagen, Bewässerungen usw.

413. Energiewirtschaft und Wasserkraft. Von Geh. Baurat Prof. Dr.-Ing. e. h. Dr. phil. G. Klingenberg. Vortrag im Reichswirtschaftsrat, abgedruckt in Technik und Wirtschaft 1921, Heft 4, 15 Seiten.

414. Die Ausschaltung der unständigen Kraft. Von Ing. Theod. Schenkel, Ziviling., Graz. Z. d. österr. Ing.- und Arch.-Vereins 1921, Nr. 1, 2 und 13.

415. Die Landquartwerke der „Bündener Kraftwerke". Ausnutzung der Wasserkraft des Flüßchens Landquart und seiner Zuflüsse. Schw. B.-Ztg. am 19. März 1921. Ausführliche Beschreibung der gesamten Anlage.

Vgl. außerdem Nr. 431.

Erdbau, Tunnelbau und Bergbau.

416. Die Berechnung kreisförmiger Druckschachtprofile unter Zugrundelegung eines elastisch nachgiebigen Gebirges. Von Ing. Ludw. Mühlhofer, Innsbruck, Fa. Innerebner & Mayer. Z. d. österr. Ing.- und Arch.-Ver. 1921, Heft 15 u. folg.

Straßenbau.

417. Neueste Erfahrungen mit Holzpflaster in amerikanischen Städten. Referat von Dr.-Ing. Dr. Haller im Tiefbau 1921, Nr. 30, S. 121—122.

418. Neuere Erfahrungen mit bewehrten Betonstraßen. Von Dr.-Ing. u. Dr. rer. pol. Karl Haller, Regbmstr., Langenau, Ulm. ½ Seite Referat im Tiefbau 1921, Nr. 29, S. 117.

Eisenbahnbau und -Betrieb.

419. Über Betriebskurven und Betriebssicherheit verschiedener Verfahren der Nutzbremsung bei elektrischen Bahnen. Von Prof. Dr. W. Kummer, Ing., Zürich, Schw. Bau-Ztg. vom 26. März u. 2. April 1921.

420. Über den Fortgang der Arbeiten zur Elektrisierung der österr. Staatsbahnen. Von Sektionschef Ing. Paul Dittes, Direktor des Elektrisierungsamtes der österr. Staatsbahnen. Z. d. österr. Ing.- und Arch.-Ver. 1921, Nr. 15, S. 95—100.

421. Die Elektrisierung der Gotthard-Linie. Mitteilung hierüber nach der Neuen Züricher Ztg. in der Z. d. österr. Ing. und Arch.-Ver. 1921, Nr. 15, S. 103.

422. Elektrisch betriebener Eisenbahndrehkran. Kurze Besprechung des DRP. 328541 der Maschinenbau-A.-G. vorm. Beck & Henkel, Kassel, im Zentralbl. d. Bauv. 1921, Nr. 30, S. 188.

Eisenbetonbau.

Eisenbetonbrücken siehe unter Brückenbau.

423. Die Unterfangungsarbeiten beim Erweiterungsbau der Hamburg-Amerika-Linie in Hamburg. Von Prof. O. Colberg, Regbmstr. a. D., Hamburg. Der auf der Tagung des D. Beton-Ver. am 10. März 1921 gehaltene Vortrag ist in der Schw. Bau-Ztg. vom 5. März 1921 niedergelegt.

424. Über das Rosten von Bewehrungseisen unter Salzwassereinwirkung. Dr. Richard Grün berichtet über starke Beschädigungen der Eisenbetonkonstruktionen einer Darmfabrik, in der mit 50° warmem sehr konzentriertem Salzwasser gearbeitet wird. Die Salzdämpfe waren durch den als hinreichend dicht anzusehenden Beton bis an die Eiseneinlagen gelangt. Zement 1921, Nr. 17.

425. Die Militärreithallen in Amberg. Von A. Konrad, Ingenieur der A.-G. für Hoch- und Tiefbauten, Frankfurt a. M. Zement 1921, Nr. 15 und 16, Besprechung der Anlage, der Einrichtung, der statischen Behandlung und der Ausführung.

426. Neuzeitliche Fabrikneubauten in den Vereinigten Staaten von Nordamerika. Von Ing. Otto Schlich, Leiter der Eisenbetonabteilung der White Construction Co., New York. Neubau eines Emaillier- und Montagegebäudes (Pilzdecken mit Bewehrung nach dem Zweibahnensystem). Beton und Eisen 1921, Heft 6, S. 65 und 66.

427. Verstärkungsarbeiten. Von Ing. M. Schnyder, Burgdorf. Es wird die Verstärkung des Stadthauses und der Ey-Brücke in Burgdorf vorgeführt in Beton u. Eisen 1921, Nr. 6, S. 70—72.

428. Neuere Wege im Betonschiffbau. Von Zivil.-Ing. Leo Kauf, Wien. Beton u. Eisen 1921, Heft 4/5 und 6.

429. Die Eisenbetonschiffswerft des Wiener Syndikates für Eisenbetonschiffe in Krems a. D. Von Ing. Viktor Lazarus, Beton u. Eisen 1921, Heft 6, S. 76 bis 77. (1 Seite mit 6 Abb.)

430. Zisternenwagen aus Eisenbeton. Von Ing. Viktor Lazarus, Wien, Beton u. Eisen 1921, Heft 6, S. 69 bis 70.

431. Eisenbeton-Druckrohre. Von Staatsbaumeister Regbmstr. a. D. Müller, Bremen. 2 Seiten in der D. B.-Ztg., Mitt. f. Zement und Beton 1921, Nr. 5.

Eisenbau.

Eisenbrücken siehe unter Brückenbau.

432. Eigenartige amerikanische Bahnhofshalle. Von Obering. E. Hausmann. Eisenbau 1921, Heft 1, S. 19—21, nach Eng. News Rec. vom 19. August 1920.

433. Eisenkonstruktion für das Kammergebäude einer Schwefelsäurefabrik. Von Ing. Luitpold R. v. Teng, Braunschweig. Eisenbau 1921, Heft 2.

434. Versuche über den Einfluß der Sonnenbestrahlung auf die Temperatur von Eisenteilen. Eisenbau 1921, Heft 2, S. 43—44. Von Müllenhoff, Referat.

434a. Aus den neuen schwedischen Belastungsbestimmungen für Eisenkonstruktionen zu Haus-, Brücken- und Wasserbauten. Von Dr.-Ing. Saller, Zentralbl. d. B. 1921, Nr. 29, S. 181—184.

435. Einiges aus der Konstruktionspraxis. Von Rud. Kramer, Obering., Dessau. Eisenbau 1921, Heft 1, S. 7—18. Eine Arbeit, die besonders für junge Konstrukteure von sehr großem Werte ist und allgemeine Verbreitung verdient. Sehr nützliche Tabellen finden sich ebenfalls mitgeteilt.

Holzbau.

436. Beitrag zur Frage der Holzbeanspruchungen in den Knotenpunkten. Von Bruno Pfütze in Leipzig, Der Holzbau, Beilage der D. B.-Ztg. 1921, Nr. 5. Eine halbe Seite.

437. Druck quer zur Faserrichtung des Holzes. Von Dr.-Ing. Dr. Lewe, Privatdozent, Berlin. Betrachtungen unter besonderer Berücksichtigung der Ringdübel. D. B.-Ztg. 1921, Beilage „Der Holzbau Nr. 6.

438. Streben an den Ecken von Fachwerk-Außenwänden. D. B.-Ztg. 1921, Beilage „Der Holzbau Nr. 5.

439. Hölzerner Träger, dessen Gurtungen und Steg aus mehreren übereinandergelagerten Lamellen bestehen. DRP. 323912 Otto Hetzer, A.-G. Weimar. Beschreibung eines I-Trägers, bei dem alle Verleimungen vermieden sind, um ihn für chemische Fabriken usw. geeignet zu machen. Zentralbl. d. Bauv. 1921, Nr. 31, S. 196.

440. Industrie-Hallenbauten und Siedlungsbauten aus Holz. Mitt. über den Vortrag des Herrn Direktor Hetzer im Fränkisch-oberpfälzischen Bez.-Ver. des V. D. I. 1 Spalte in der D. B.-Ztg. 1921, Beilage: Der Holzbau, Nr. 7, S. 28.

441. Neuere Holzbauweisen für Tragkonstruktionen und Siedlungsbauten. Auszug aus einem Vortrage von Direktor Otto Hetzer, Niesky in Hamburg in der Holzbeilage Nr. 8 der D. B.-Ztg. 1921.

Vgl. außerdem Nr. 400.

Städtebau und städtischer Tiefbau.

442. Die Notwendigkeit einheitlicher Stadtplanungen für Bebauung und Entwässerung. Dargelegt an einem praktischen Beispiel von Geh. Brt. Prof. Dr.-Ing. e. h. Ewald Genzmer, Dresden. D. B.-Ztg. 1921, Nr. 26, 28, 31. (Beispiel: Brand-Erbisdorf b. Freiberg, Sa.)

443. Die Erweiterung von Paris. Von Geh. Reg.-Rat Wernekke, Berlin-Zehlendorf. D. B.-Ztg. 1921, Nr. 24, 25 und 27.

444. Abwasserreinigungs-Versuchsanlagen. Referat von Dr.-Ing. Dr. K. Haller, Langenau-Ulm nach Eng. News Record Bd. 85, Nr. 11 und 27 im Tiefbau 1921, Nr. 31.

Kunst im Ingenieurwesen. — Wirtschaftliches. — Personalnachrichten. — Vereinsnachrichtigen. — Standesvertretung. Sonstiges.

445. Die Betätigung des Eisenwirtschaftsbundes. Von Prof. Dr. phil. et jur. J. Kollmann, Darmstadt. Allgemeines, die Regelung der Eisenpreise, die Eisenindustrie in den Wettbewerbsländern, die Stellungnahme der Arbeitgeber und der Arbeitnehmer zu den Eisenpreisen, eine geschichtliche Erinnerung, Ausblick. Technik und Wirtschaft 1921, Heft 4.

KURZE TECHNISCHE BERICHTE USW.

Normung der Breitfußschienen für die französischen Eisenbahnen.

Auf Anregung des Kriegsministers im Juli 1917 hin haben sich die sechs größten Eisenbahngesellschaften in Frankreich auf drei Einheitsprofile für Breitfußschienen geeinigt, die im Mai 1919 ministeriell genehmigt und für die Zukunft zur Norm erhoben worden sind. Die Profile werden nach ihrem Gewicht für 1 m Länge bezeichnet. Dieses beträgt 46 kg für Hauptbahnen (Abb. 1), 36 kg für vollspurige Nebenbahnen (Abb. 2), 26 kg für Schmalspurbahnen. (Abb. 3).

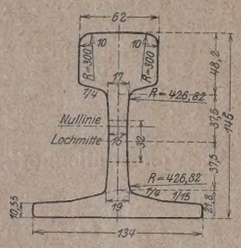


Abb. 1. G = 46 kg.

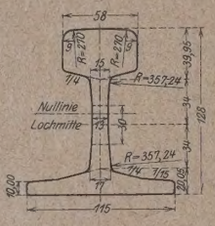


Abb. 2. G = 36 kg.

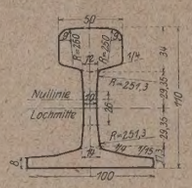


Abb. 3. G = 26 kg.

Als Muster für die neuen Entwürfe haben amerikanische Profile gedient. Die hauptsächlichsten Merkmale und die Änderungen gegen die alten französischen Profile sind: 1. Die Neigung der Laschenkammer ist jetzt 1 : 4 statt 1 : 1, um die starke Beanspruchung der Laschenbolzen und die starke Abnutzung an den Laschenanlagerflächen zu verhüten. 2. Die Schienenstege sind zur Verminderung der Bruchgefahr verstärkt worden und sind geschweift. 3. Die Fußbreite hält sich auf einer mittleren Linie, ist größer als bei den alten französischen Profilen, aber kleiner als bei den amerikanischen Vorbildern. 4. Die Schrägstellung der Schienen nach 1 : 20 fällt künftighin weg, da diesbezügliche Berichte aus Amerika und Belgien günstig lauten, und die Verbindung mit den Weichen erleichtert wird. Die Befestigung der Schienen auf den Querschwellen geschieht mit Schwellenschrauben.

Für Tunnel ist ein besonders schweres Profil von 55 kg Gewicht vorgesehen (Abb. 7), das in der Kopfhöhe, Stegdicke und Fußhöhe um etwa 5 mm gegenüber dem von 46 kg verstärkt ist, um der erhöhten Rostgefahr zu begegnen.

Für die Laschen ist man auf die einfachste Form, die der Flachlaschen zurückgekommen (Abb. 4—6), nachdem zahlreiche Versuche mit anderen Laschenformen keine wesentlichen Vorteile dieser besonderen Querschnitte hatten erkennen lassen. Die Laschenbolzen für die Profile von 46, 36 und 26 kg haben bzw. 24, 22 und 20 mm Stärke bei 32, 30 und 26 mm Lochweite.

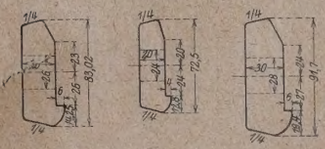


Abb. 4 — 6.

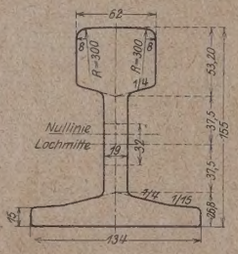


Abb. 7. Für Tunnel. G = 55 kg.

An Schwellenschrauben werden zwei Sorten vorgehalten: von 23 mm Stärke für die leichte Schiene, von 26 mm für die übrigen. (Nach Revue générale des chemins de fer 1920, Nr. 11.)

Dr.-Ing. Gläsel.

Das Hillischer'sche Hohlmauerwerk.

Von Ing. Otto Böhm, Wien.

Unter den Hohlsteinsystemen dürfte das des Wieners Dr. H. Th. Hillischer besondere Beachtung verdienen. Er verwendet zwei ganz einfache Formen, die beim Versetzen allseits geschlossene Hohlräume ergeben, eine Ausführung, die speziell vom Gesundheitstechniker zu begrüßen ist. Die Zeichnungen zeigen das Hillischersche Hohlmauerwerk, und zwar stellt Abb. 1 den Mauerwerksverband dar, zum Teil im Vertikalschnitt; die Abb. 2 und 3 zeigen die beiden Elemente, den Außenstein und den Füllstein. Abb. 4 führt eine Steinausführungsform für Spezialzwecke vor, Abb. 5 einen Sockelstein für das System. In Abb. 6 soll veranschaulicht sein, daß der den Füllstein in sich schließende Außenstein aus zwei verschiedenen Materialien hergestellt werden kann.

Das Hillischersche Hohlmauerwerk ist aus U-förmigen Außensteinen (V) und Teilfüllsteinen (F) so gebildet, daß zwischen die in üblicher Art mit nach unten offenem Hohlraum versetzten Außensteine die kleinen Teilfüllsteine so eingebaut werden, daß sie die Stoßfugen (D) der Außensteinedecken und sich in die Hohlräume der großen U-Steine nur soweit einpassen, daß sich im Mauerwerk nach jeder Richtung abgeschlossene Luftzellen (L) bilden. Die U-Steine sind dabei vorteilhaft an ihrer Oberseite mit durchlaufenden Auflagen (A) versehen, die in die Hohlräume der in vertikaler Richtung folgenden U-Stein-Scharen einzutreten haben. Ein U-Hohlstein (V) und ein Teilfüllstein (F) zusammen ergeben sohin ein Bauelement, das aus einem hohlen vierseitigen Prisma so gebildet erscheint, daß von dessen sechs Seitenwänden zwei aneinanderstoßende in Fortfall gebracht und die diesen fehlenden Seitenwänden gegenüberliegenden Wände mit Auflagen (A) versehen sind (in horizontaler Richtung durch den Füllstein gebildet), die beim Aneinanderfügen der Bauelemente im Verband in die Hohlräume der folgenden Bauelemente wie Feder in Nut eingreifen. Es ist bemerkenswert, daß Außenstein und Füllstein also systematisch versetzt zusammen einen Hohlstein bilden, den Hillischer früher

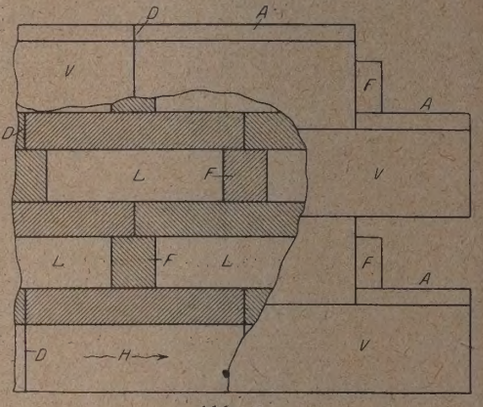


Abb. 1.

Abb. 2.

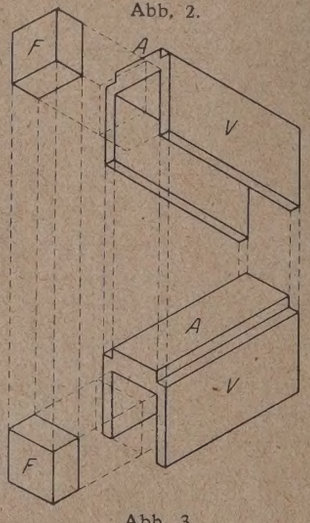


Abb. 3.

Abb. 4.

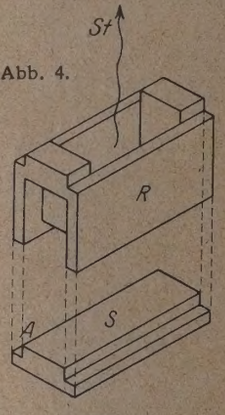


Abb. 5.

Abb. 6.

auch als Ganzstein vorgeschlagen hatte, der aber trotz der Vorzüge der Formgebung wegen schwieriger Herstellung sich nicht einzuführen vermochte.

Die Vorteile des neuen Mauerwerksverbandes sind beträchtliche. Abgesehen davon, daß die beiden zur Verwendung gelangenden materialsparenden Formsteine in einfachster Weise fabrikmäßig, und zwar auch am Werkplatz selbst, hergestellt werden können, bedeutet die Art des Versetzens eine gute Lagensicherung, ohne daß an den Maurer besondere Beanspruchungen gestellt werden. Die einfache Formgebung gestattet die Wahl auch kleiner Dimensionen, so daß sich das Gewicht der Steine immer in erwünscht niedrigen Grenzen hält. Die Materialersparung ist nicht nur an eigentlichem Baustoff, sondern auch an Mörtel erheblich, weil, da nur die schmalen Seitenwände des U-Steines zum Aufliegen gelangen, es nur geringfügiger Mörtelmengen bedarf, um die Bindung der Steine zu bewirken, wozu noch kommt, daß der bei den üblichen Hohlsteinen infolge Abfließens des Mörtels in die Hohlräume eintretende Mörtelmehrverbrauch sich bei der vorliegenden Bauweise von selbst ausschließt.

Die Bildung von geschlossenen Hohlräumen (L) begründet eine ruhende Luftisolierung, die von vielen der bisher bekanntgewordenen Hohlsteinbauweisen, bei denen sich stets miteinander kommunizierende

Kanäle bilden, nicht dargeboten wird. Der Fortfall durchlaufender Kanäle in den Mauern schließt die bekannten schädlichen Einflüsse der eintretenden Feuchtigkeit und der Zugerscheinungen aus. Werden aber zu besonderen Zwecken Kanäle benötigt, wie etwa zu Rohr- und Kabelverlegungen, so können sie in horizontaler Richtung (H) stellenweise durch Fortlassen der Teilfüllsteine gebildet werden, während für Steigleitungen (St) Spezialsteine wie etwa Rauchrohrsteine (R) usw. benutzt werden können (Abb. 4).

Für Eckausbildungen, dann für die Einmauerung von Tür- und Fensterstöcken werden mit Vorteil gewöhnliche Mauerziegel im Anschluß einzubauen sein, was der Verwendung weiterer, allerdings leicht zu findender Spezialformen, die das System unübersichtlich machen würden, vorzuziehen sein dürfte. Allenfalls kann ein entsprechend ausgebildeter flacher Sockelstein (S) mit durchlaufender Auflage (A) am Fuße von Mauern nach vorliegendem System zur Anwendung kommen (Abb. 5).

Die U-Steine können bei der Fabrikation z. B. aus zwei zur Presse zusammenlaufenden Materialsträngen so hergestellt werden, daß die Steine zur Hälfte aus nagelbarem Material bestehen. Die beiden Längshälften binden sich dann monolithisch (Abb. 6). Es ist dabei die an der Innenwand des Mauerwerkes vorzusehende Längshälfte (H) als nagelbar gedacht.

Eine eingehende praktische Erprobung des Hohlmauerwerks nach Bauart Hillischer ist bisher infolge der mißlichen Verhältnisse auf dem Baumarkte, besonders in Österreich, nicht möglich gewesen, obwohl die Versuche überaus befriedigende Ergebnisse gezeitigt haben und auch der baubehördlichen Genehmigung selbstredend nichts im Wege steht.

Verhalten von Schweißeisen und Flußeisen in der Kälte bei plötzlicher Beanspruchung.

In „Stahl und Eisen" 1921, Heft 10, teilt E. W. Kaiser, Duisburg, die Ergebnisse von Versuchen mit, die von der Prüfanstalt der Deutschen Maschinenfabrik A. G., Duisburg, ausgeführt worden sind. Die Zusammenfassung der Ergebnisse lautet:

Bei plötzlicher Beanspruchung ist die Einwirkung der Kälte sowohl auf Flußeisen wie auf Schweißeisen erheblich. Auf Flußeisen ist eine Abkühlung auf -20^0 von viel größerem Einfluß als auf Schweißeisen; es verliert durch diese Abkühlung etwa 85,5 vH, Schweißeisen dagegen nur 42,3 vH, d. h., setzt man sie ursprüngliche Kerbzähigkeit = 100, so ist sie bei -20^0 beim Flußeisen nur noch 14,5, beim Schweißeisen dagegen noch 57,7.

Dieses Ergebnis ist wertvoll zur Beantwortung der Frage, welches Material verwendet werden soll bei Teilen, die in der Kälte plötzlicher Beanspruchung ausgesetzt werden (Ketten, Eisenbahnkupplungen usw.). Kze.

WIRTSCHAFTLICHE MITTEILUNGEN.

Bekanntmachung über Höchstpreise für Zement.

Auf Grund des § 1 der Bundesratsverordnung vom 23. Januar 1917 (R. G. Bl. S. 74) wird bestimmt:

Die durch Bekanntmachung des Reichskommissars für Zement vom 1. März 1921 (vergl. Deutscher Reichs- und Preuß. Staatsanzeiger Nr. 51 vom 2. März 1921) festgesetzten Preise werden mit Wirkung vom 1. April 1921 ab durch Zuschläge infolge der ab 1. April 1921 eingetretenen Kohlenfrachterhöhung und Kohlenpreisverteuerung in nachstehend angegebener Weise erhöht; die Preise gelten für 10 000 kg Zement ab Werk ohne Verpackung und für die Gebiete sämtlicher Zementverbände und sind Höchstpreise im Sinne des Höchstpreisgesetzes vom 4. August 1914 (Reichsgesetzbl. S. 339) in der Fassung der Bekanntmachung vom 17. Dezember 1914, vom 22. März 1917 und der Verordnung vom 17. Januar 1920 (R. G. Bl. 1914, S. 516; 1917, S. 253, 1920, S. 94). Zement im Sinne dieser Bekanntmachung sind Portlandzement, Eisenportlandzement, Hochofenzement, Schlackenzement und zementähnliche Bindemittel, die in einer Mischung von 1 : 3 bei Wasserlagerung nach 28 Tagen eine Druckfestigkeit von mehr als 140 kg/qcm haben. Die Umsatzsteuer ist in den Preisen mit enthalten.

A. Für Lieferungen an private Zementabnehmer:

a) Im Gebiete des Norddeutschen Zement-Verbandes:

Höchstpreis vom 1. März 1921 ab	M. 3100,—
Neuer Zuschlag für Kohlenpreiserhöhung . .	„ 159,50
Neuer Zuschlag für Kohlenfrachterhöhung .	„ 150,50
Höchstpreis vom 1. April 1921 ab . .	M. 3410,—

b) Im Gebiete des Rheinisch-Westfälischen Zement-Verbandes, einschließlich der Verkaufsvereinigung Rheinischer Hochofen-Zementwerke:

Höchstpreis vom 1. März 1921 ab	M. 3000,—
Neuer Zuschlag für Kohlenpreiserhöhung . .	„ 159,50
Neuer Zuschlag für Kohlenfrachterhöhung .	„ 60,50
Höchstpreis vom 1. April 1921 ab . .	M. 3220,—

c) Im Gebiete des Süddeutschen Zement-Verbandes:

Höchstpreis vom 1. März 1921 ab	M. 3200,—
Neuer Zuschlag für Kohlenpreiserhöhung .	„ 159,50
Neuer Zuschlag für Kohlenfrachterhöhung .	„ 143,50
Höchstpreis vom 1. April 1921 ab . .	M. 3503,—

B. Für Lieferungen an die Staatsverwaltungen für Staatsbauten gelten dementsprechend folgende Preise:

a) Im Gebiete des Norddeutschen Zementverbandes = 3030 + 159,50 + 150,50 = ...	M. 3340,—
b) Im Gebiete des Rheinisch-Westf. Zementverbandes = 2930 + 159,50 + 60,50 = ...	„ 3150,—
c) Im Gebiete des Süddeutschen Zementverbandes = 3130 + 159,50 + 143,50 = ...	„ 3433,—

In Zukunft eintretende Kohlenpreiserhöhungen bedingen eine Erhöhung der Zementpreise derart, daß jede Kohlenpreiserhöhung für 10 000 kg mit 55 vH in Anrechnung zu bringen und den Zementpreisen zuzuschlagen ist. Hierbei sind die vom Reichskohlenverband für den Bezirk des Rheinisch-Westfälischen Kohlensyndikats für Förderkohle (Fettkohlen) festgesetzten Höchstpreise (einschl. Kohlen- und Umsatzsteuer) zugrunde zu legen.

In Zukunft auf den deutschen Reichseisenbahnen eintretende Kohlenfrachterhöhungen sollen ebenfalls eine Erhöhung der Zementpreise bedingen, die auf ähnliche Weise berechnet wird.

Zu A wird bemerkt:

Die Zementverbände setzen für ihre Privatkundschaft in den den einzelnen Verkaufsstellen Stationsfrankopreise fest, die nach tatsächlichen oder den Durchschnittsfrachten bemessen sind. Von der Reichsstelle für Zement werden diese Stationsfrankopreisberechnungen vor ihrem Inkrafttreten auf die Zulässigkeit der angewandten Berechnungsarten geprüft.

Berlin, den 7. April 1921.

Der Reichskommissar für Zement.
gez. Wessig.
Ministerialrat.

Die Preisaufgaben zum Schinkelfest des Architekten-Vereins zu Berlin am 13. III. 1922.

Einlieferungstermin 1. XI. 21, Wettbewerb für Mitglieder des A.-V. Berlin. Mitgliedschaft muß spätestens am 31. III. 21 erworben sein. Die gestellten Aufgaben sind in diesem Jahre:

Auf dem Gebiete des Wasserbaues.

Entwurf zu einem Schleusungsbauwerk an der Sperrmauer eines Stausees.

Das Tal eines zu kanalisierenden Gebirgsflusses soll zur Verhütung von Hochwasserschäden und zur Kraftgewinnung an einer Stelle, wo die felsigen Talwände sich auf 300 m nähern, durch eine massive Sperrmauer geschlossen werden. Dabei wird zur Durchführung des Schiffsverkehrs der Einbau einer Schleuse oder eines Hebewerks notwendig.

Die Anordnung und Durchbildung der für die Schiffahrt erforderlichen Bauanlagen in technischer und wirtschaftlicher Hinsicht ist Gegenstand der Aufgabe.

Der niedrigste Wasserspiegel des Stausees liegt auf + 418 N. N., der hydrostatische Normalstau der unterhalb der Sperre anzuschließenden Haltung auf + 400 N. N. Der Wasserstandwechsel im Stausee beträgt 7 m, von denen 4 m auf den Nutzraum und 3 m auf den Hochwasserschutzraum entfallen. Die Fahrbahnoberkante der Sperrmauer liegt 2 m über dem höchsten Oberwasserstand.

Der Baugrund besteht durchweg aus gutem, tragfähigem und undurchlässigem Sandstein ohne wasserführende Klüftungen.

Auf den Gebiete des Eisenbahnwesens.

Entwurf zu einem Grenzbahnhof.

Ein Bahnhof, Dellingen genannt, ist durch den Friedensvertrag in das Ausland gefallen. Von der neuen Grenze ab wird im Ausland ausschließlich Breitspur verwendet. Es soll daher an der zweigleisigen Strecke von Ostheim ein deutscher Grenzbahnhof geplant werden, der die Linien von Nordheim (zweigleisig) und Südheim (eingleisig) aufnimmt. Hierbei ist auf die Bedürfnisse der von Dellingen abgeschnittenen deutschen Grenzorte Rücksicht zu nehmen.

Nähere Angaben sind in der Wochenschrift des Arch.-Ver. Berlin vom 17. III. 21 enthalten. Kze.

GERICHTLICHE ENTSCHEIDUNGEN.

Rechtsfragen.

Mitgeteilt vom Rechtsanwalt Dr. Weiß, Heidelberg.

1. Wer ist Absender eines Frachtgutes?

Der Kläger hatte der Eisenbahn ein Gut zur Versendung gegen Nachnahme übergeben, im Frachtbrief eine Firma X. als Absender bezeichnet, als von der herrührend er die Ware verkauft hatte, der Eisenbahn (Güterannahmestelle) jedoch erklärt, nicht X, sondern er sei in Wirklichkeit der Absender und an ihn solle die Nachnahmesumme ausgezahlt werden. Die Bahn hatte den Nachnahmebetrag an X. ausbezahlt. Die Klage wurde in allen Instanzen abgewiesen, da nach § 72 der Eisenbahnverkehrsordnung die Bahn nicht nur berechtigt, sondern auch verpflichtet ist, an den im Frachtbrief bezeichneten Absender die Nachnahmesumme zu bezahlen. Diese Bestimmung kann nicht durch Vereinbarung mit der Annahmebahn abgeändert werden. (R. G. v. 30. Juni 1920, Jur. Wochenschrift 1921, S. 109.)

2. Minderwert durch „Trockenschwamm" (B. G. B. § 463).

Ein Haus, das vom sogen. Trockenschwamm befallen ist, erleidet, auch nach Beseitigung des Schwammes, in der Auffassung von Sachverständigen und Publikum einen merkantilen Minderwert. Lehrt die örtliche Erfahrung, daß Kaufliebhaber zurückschrecken, wenn sie hören, daß Schwamm vorhanden gewesen ist, selbst wenn es sich nicht um den gefährlichen, schwer zu beseitigenden Hausschwamm, sondern um den leichter zu beseitigenden Trockenkellerschwamm handelt, so muß dem Verlangen des Käufers auf Ersatz des Minderwertes Rechnung getragen werden. (R. G. v. 23. 12. 1919 in „Recht" 1920, Nr. 3082.)

3. „Annahme" einer Maschine (§ 464 B. G. B.).

Ingebrauchnahme einer Maschine in Kenntnis ihrer Mängel ist dann keine Annahme, im Sinne eines Verbrauches der Mängelrüge, wenn sie trotz aller Ausbesserungen immer wieder versagt und der Käufer unausgesetzt rügt. (Kammergericht v. 25. 11. 1919 in Rechtspr. d. O. L. G. 40, 299.)

4. Zu § 459 BGB.

Die Zusicherung, die Kaufsache sei tadellos, in gutem gebrauchsfähigen Zustand, enthält lediglich eine allgemein übliche, als solche erkennbare Anpreisung, nicht aber die Zusage besonderer Güte. (O. L. G. Jena v. 28. 11. 1919 in Rechtspr. d. O. L. G. 40/295.)

5. Zu § 285 BGB.

Wenn der Kläger die mangelnde Eindeckung der Beklagten mit Rohmaterial beim Vertragsschluß kannte, ihr daher weitgehende Zusicherungen für dessen Beschaffung durch ihn selbst machte und sie damit zur Übernahme der Lieferfristen bestimmte, so kann er später der Beklagten nicht die mangelnde frühere Eindeckung zum Vorwurf machen, und anderseits hat die Beklagte dann nicht die mangelnde Eindeckung i. S. des § 285 zu vertreten. (R. G. v. 7. 1. 1920 in „Recht" 1920, Nr. 3335.)

6. Zum Begriff der Willenserklärung (BGB. §§ 133, 157).

Für die Auslegung einer rechtsgeschäftlichen Willenserklärung, die einem andern gegenüber abgegeben wird, kommt es entscheidend nicht darauf an, was der Erklärende bei der Abgabe ausdrücken wollte, sondern darauf, wie seine Erklärung von der Gegenseite nach Treu und Glauben mit Rücksicht auf die Verkehrssitte verstanden werden durfte. (RG. v. 1. 11. 1920 in „Leipz. Zeitschr." 1921, S. 14.)

Anmerkung: Grundsätzlich spielt bei der Auslegung einer Willenserklärung die Willensrichtung des Erklärenden die Hauptrolle. Obige Entscheidung macht von diesem Grundsatz die bedeutungsvolle Einschränkung, daß man sich nicht rücksichtslos unverständlich ausdrücken und dann darauf berufen darf, man habe etwas anderes gewollt, als der Erklärungsgegner aus der Erklärnng entnommen hat, sondern man hat als Erklärender nach Treu und Glauben die Pflicht, sich möglichst so auszudrücken, daß man erwarten kann, richtig verstanden zu werden.

7. Löst der Streik das Arbeitsverhältnis?

Diese Frage muß an sich grundsätzlich verneint werden, da eine rechtliche Begründung für diesen Standpunkt fehlt. Wohl aber ist in dem Eintritt in den Streik ein unbefugtes Verlassen der Arbeitsstätte zu erblicken, das den Arbeitgeber zur sofortigen Kündigung gemäß § 123 II Gew. O. berechtigt. Das Verlassen der Arbeitsstätte wird auch nicht etwa dadurch „befugt", daß der Streik von einer Organisation angeordnet ist. Die Zugehörigkeit zu der Organisation in Ausübung des Koalitionsrechtes hat an sich keine Einwirkung auf den privaten Dienstvertrag des Einzelnen. (Entsch. d. Schlichtungsausschusses beim Reichsarbeitsministerium vom 30. 9. 1920, „Reichsarbeitsblatt" 1921, S. 143.)

8. Schadensersatz des Bauunternehmers wegen Beschädigung des Gebäudes während des Baues.

Wird das von einem Architekten unternommene Gebäude während des Baues durch die Schuld eines Dritten beschädigt (z. B. der Nachbar verschuldet eine das im Bau begriffene Gebäude beschädigende Explosion), so erwächst für den Unternehmer auf Grund des von ihm abgeschlossenen Werkvertrages dem Eigentümer gegenüber die Pflicht, ohne besondere Entschädigung das Gebäude nochmals aufzubauen. Der Eigentümer hat zwar einen Schadensersatzanspruch gegen den Schädiger, kann aber nicht gezwungen werden, diesen zugunsten des Unternehmers geltend zu machen, da er seinerseits sich ja direkt an den Unternehmer halten kann. Das Gesetz gibt dem Unternehmer keinen unmittelbaren Anspruch gegen den Schädiger, und die bisherige Praxis hat sich mit ziemlich anfechtbaren Konstruktionen beholfen. Kisch (in der „Zeitschr. f. Rechtspflege in Bayern", 1921, S. 9) untersucht die Frage eingehend und kommt zu dem Ergebnis, daß dem Eigentümer gegenüber zur Errichtung des Gebäudes verpflichtet sind: der Unternehmer aus dem Gesichtspunkte des Werkvertrages und der Schädiger aus dem Gesichtspunkte des Schadensersatzes. Beide sind mithin Gemeinschuldner. Zwischen diesen besteht eine Ausgleichungspflicht, und zwar derart, daß der Schädiger zur vollen Herstellung verpflichtet ist. Stellt der Unternehmer daher das Gebäude her, so geht der Anspruch des Eigentümers gegen den Schädiger auf ihn über. (Vgl. auch OLG. Hamburg, Urt. v. 5. 7. 1905 in Seuff. Arch. 61, Nr. 32.)

PATENTBERICHT.

Wegen der Vorbemerkung (Erläuterung der nachstehenden Angaben) s. Heft 1 vom 15. Januar 1921, S. 30.

A. Bekanntgemachte Anmeldungen.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 3. März 1921.

Kl. 20 k, Gr. 9. A 32 845. Allgemeine Elektrizitätsgesellschaft, Berlin. Kettenfahrleitung. 20. I. 20.

Kl. 35 b, Gr. 4. M 69 474. Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg A.-G. Fahrbarer Eisenbahndrehkran. 31. V. 20.

Kl. 35 d, Gr. 9. E 25 475. Elektro-Baugesellschaft m. b. H., Dessau. Verfahren zum Aufrichten von Gittermasten mittels einer fahrbaren Hilfswindevorrichtung. 12. VII. 20.

Kl. 85 c, Gr. 6. D 36 287. Dyckerhoff & Widmann Akt.-Ges., Biebrich a. Rhein. Kläranlage mit Klär- und Faulräumen. 18. VIII. 19. Österreich 14. I. 14.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 7. März 1921.

Kl. 5 c, Gr. 4. W 51 812. W. Weber & Co., Gesellschaft für Bergbau, Industrie und Bahnbau, Wiesbaden. Vorrichtung zum Herstellen von Schachtauskleidungen aus Beton. 9. XII. 18.

Kl. 20 g, Gr. 3. M 69 734. Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg A.-G., Nürnberg. Auffahrtzunge für Schiebebühnen. 21. VI. 20.

Kl. 65 a, Gr. 3. K 74 642. Conrad Kisse, Bremen. Verstärkung von Schiffskörpern; Zus. z. Anm. K 74 363. 7. X. 20.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 10. März 1921.

Kl. 20 a, Gr. 11. W 52 777. Dr. Rud. Wagner, Hamburg, Bismarckstr. 105. Auf die Laufschiene wirkende Bremse für Schwebeschnellbahnen. 10. VI. 19.

Kl. 20 a, Gr. 14. M 61 824. Maschinenfabrik Hasenclever, Akt.-Ges., Düsseldorf. Einrichtung zum Bewegen von Förderwagen auf schiefen Ebenen. 15. IX. 17.

Kl. 20 c, Gr. 13. O 11 029. Georg Oppermann, Hannover, Am Schiffgraben 29. Druckluft- oder Saugluft-Stelleinrichtung. 31. V. 19.

Kl. 42 a, Gr. 10. Sch 59 978. Edgar Schultze, Wiesbaden, Rheinstraße 109. Füllreißfeder. 22. XI. 20.

Kl. 65 a, Gr. 6. R 40 558. Alexander Roschdestwensky u. Michail Roschdestwensky, Petersburg, Rußl.; Vertr.: O. Cracoanu, Berlin, Waterloo-Ufer 7. Flußfahrzeug zum Transport von Erdmassen u. dgl. 4. V. 14.

Kl. 84 b, Gr. 1. Sch 58 590. Bruno Schulz, Berlin-Grunewald, Joseph-Joachim-Str. 36 a. Sparschleuse mit offenen, neben einanderliegenden Sparbecken. 18. VI. 20.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 14. März 1921.

Kl. 20 i, Gr. 31. S 52 869. Siemens & Halske Akt.-Ges., Siemensstadt b. Berlin. Schienendurchbiegungskontakt. 23. IV. 20.

Kl. 35 b, Gr. 4. N 18 284. Michel Neuberth, Levallois-Perret (Seine) und Adolphe Benardeau, Paris; Vertr.: Dr.-Ing. Rud. Specht, Pat.-Anw., Hamburg. Fahrbarer Kran mit einem in einer senkrechten Ebene schwingenden Ausleger. 27. X. 19,

Kl. 37 b, Gr. 3. C 27 989. Christoph & Unmack Akt.-Ges., Niesky. O. L. Aus mehreren untereinander verbundenen Streifen bestehender gebogener Holzbauteil. 17. IV. 19.

Kl. 37 f, Gr. 3. G 45 721. Dr. Arthur Guttmann, Düsseldorf, Breite Str. 27. Verfahren, Ölbehälter aus Beton durch Tränkung mit Wasserglas dauernd zu dichten. 10. X. 17.

Kl. 37 f, Gr. 3. G 46 525. Dr. A. Guttmann, Düsseldorf, Breite Str. 27. Verfahren zur Herstellung von gegen Öl und ähnlichen Flüssigkeiten dichten Betonbehältern. 10. IV. 18.

Kl. 42 c, Gr. 10. H 82 012. Francis A. Heath, Purkersdorf b. Wien; Vertr.: Paul Gebhardt, Berlin-Stralau, Krachtstr. 9. Zusammenklappbare Meßlatte. 7. VIII. 20. Österreich 26. IX. 18.

B. Erteilte Patente.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 7. März 1921.

Kl. 5 c, Gr. 4. 335 758. Wilhelm Breil, Essen-Bredeney. Doppelte gußeiserne Schachtauskleidung mit Betonzwischenfüllung. 30. VIII. 19. B 90 567.

Kl. 20 h, Gr. 1. 335 913. Fa. Carl Tiedemann u. Dr. F. Zeidler, Coswig b. Dresden. Vorrichtung zum Feststellen des Heißlaufens von Radbüchsen bei Eisenbahnwagen. 16. XII. 19. T 23 425.

Kl. 20 k, Gr. 7. 335 914. Signum Akt.-Ges., Wallisellen, Schweiz; Vertr.: Friedrich Lorenz, Bruchsal, Bad. Leitende Verbindung an Schienenstößen elektrischer Bahnen. 19. VI. 19, Sch 55 515. Schweiz 18. III. und 8. IV. 19.

Kl. 37 f, Gr. 3. 335 781. Friedrich Wilhelm Paul Tarnow, Kiel, Olshausenstr. 18. Verfahren zur Herstellung von Metallbehältern für Öle (wie Teeröle, Petroleum usw.) u. dgl. aus schweißbaren Blechen. 28. VI. 19. T 22 890.

Kl. 80 a, Gr. 33. 335 803. Antoine Porri, Bône, Algier; Vertr.: E. Lamberts, Pat.-Anw., Berlin SW 61. Maschine zur Herstellung von Rohren aus armiertem Beton. 5. I. 19. P 37 324. Frankreich 27. X. 16.

Kl. 80 a, Gr. 42. 335 903. Friedrich Schofer, Waiblingen, Wttbg. Formvorrichtung zur Herstellung von dielenförmigen Baukörpern mit durchgehenden Hohlräumen aus Gips, Zement oder anderen erhärtenden Massen. 12. VII. 18. Sch 53 401.

Kl. 80 b, Gr. 1. 335 865. Rekord-Cement-Industrie G. m. b. H., Berlin. Verfahren zur Herstellung eines Haarrißbildung und Schwinden vernindernden Zusatzes für Zement und Zementmörtel. 16. X. 19. R 48 587.

Kl. 80 b, Gr. 1. 335 866. Dr. Hans Schlösser, Charlottenburg, Uhlandstr. 193. Verfahren zur Herstellung eines wasserdichtenden Zusatzmittels für Mörtelbildner und Mörtel. 18. IV. 19. Sch 55 008.

Kl. 80 b, Gr. 25. 335 784. Dr. Arthur Fürth, Kaiserin-Augusta-Str. K.N. 504, u. Dr. Helene Japhé, Bleichertr. 12, Leipzig. Verfahren zur Herstellung von Kunstasphalt. 30. I. 20. F 46 148.

Kl. 80 d, Gr. 1. 335 805. Alfred Stapf, Berlin, Lützowstr. 62, u. Hans Hundrieser, Herlin-Halensee, Joachim-Friedrich-Str. Nr. 27. Gesteinsbohrer. 26. III. 20. St 33 025.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 14. März 1921.

Kl. 5 c, Gr. 4. 336 148. Hermann Schwarz, Kray, Rhld. Schellenband für einen zweiteiligen nachgiebigen Grubenstempel. 14. V. 18. Sch 53 067.

Kl. 19 d, Gr. 5. 336 062. Dipl.-Ing. Hendrick van Heyst, Amsterdam; Vertr.: K. Osius, Pat.-Anw., Berlin SW 11. Zugbrücke. 6. IV. 19. H 76 690. Holland 19. IV. 18.

Kl. 35 b, Gr. 4. 336 030. François Quet, Nizza; Vertr.: Dipl.-Ing. S. F. Fels, Pat.-Anw., Berlin SW 61. Auslegerturmkran mit aus einzelnen Gliedern aufgebautem Stützgerüst. 8. II. 19. Q 1063. Frankreich 28. I. 18 u. 25. I. 19.

Kl. 37 b, Gr. 3. 336 226. Walter Fischer, Hannover, Weinstr. 6. Zusammenklappbarer Paralleträger, an dessen starr durchgehende Gurtungen die Gitterstäbe angelenkt sind. 22. VIII. 19. F 45 137.

Kl. 37 d, Gr. 1. 336 074. Carl Stein, Wien; Vertr.: Dr. Döllner, Seiler u. Maemecke, Pat.-Anwälte, Berlin SW 61. Kunststeintreppe aus Teilformstücken. 15. IV. 20. St 33 115. Österreich 25. I. 16.

Kl. 80 a, Gr. 26. 336 194. Heinrich Groß, Görlitz, Fischerstr. 7. Verfahren und Strangpresse zur Herstellung von an den Enden geschlossenen Hohlsteinen. 2. XI. 19. G 49 481.

Kl. 84 b, Gr. 1. 336 099. Richard Blümcke, Mannheim, Friedrichsring 16. Doppelkammerschachtschleuse. 14. VII. 18. B 86 811.

Kl. 84 b, Gr. 1. 336 195. Bruno Schulz, Berlin-Grunewald, Joseph-Joachim-Str. 36 a. Sparschleuse mit speicherartig übereinanderliegenden Sparbecken. 19. VI. 20. Sch 58 591.

Kl. 84 b, Gr. 1. 336 196. August Umlauf, Mauer b. Wien; Vertr.: M. Wagner, Pat.-Anw., Berlin SW 11. Schiffsschleuse mit Umfahrungskanälen und doppelten Toranschlüssen im Oberwasser und Unterwasser. 22. XII. 17. U 6389. Österreich 29. XII. 16.

BÜCHERBESPRECHUNGEN.

Der Eisenhochbau. Von Hermann Boost, Geh. Regierungsrat, ordentl. Professor an der Technischen Hochschule Berlin-Charlottenburg. Mit 1432 Textabbildungen und 62 Tafeln mit Abbildungen in besonderem Atlas. Verlag Hugo Sadowsky, Darmstadt 1920. Preis M. 120.—, Tafeln M. 20.—, hierzu Sortimenter- und Teuerungs-Zuschlag.

Der bekannte Hochschullehrer bezeichnet sein Werk als „Handbuch für Lernende und Lehrende, sowie zum Gebrauch für entwerfende und ausführende Architekten und Ingenieure". Das Buch ist von gewissem Wert für den Studierenden und Architekten, die in dem mit großem Fleiß zusammengetragenen Material und den in den Text eingefügten statischen Berechnungen viel des Wissenswerten und Anregenden finden. Der Eisenkonstrukteur legt es wenig befriedigt aus der Hand.

Zu begrüßen ist, daß der Verfasser außer den bekannten älteren Ausführungsbeispielen auch einige neuere Bauwerke aufgenommen und besprochen hat, so u. a. die Ausstellungshallen der Brüsseler Weltausstellung, das reizvolle Palmenhaus in Dahlem und die prächtige Festhalle in Frankfurt, die wohl als das schönste, bekannte Eisenbauwerk zu bezeichnen ist. Die von ihm selbst entworfene Markthalle in Cöln und die von Leitholf stammenden Konstruktionen des Hauses „Potsdam" sind für den Studierenden und Architekten ebenso interessant wie für den erfahrenen Eisenkonstrukteur. Auch der Aufnahme einiger Kuppel- und Turmkonstruktionen sowie der eingehenden Behandlung der Glockenstühle kann zugestimmt werden, wenngleich, schon mit Rücksicht auf die Seltenheit der Aufgabe und die Notwendigkeit, derartige Arbeiten in die Hand eines Spezialisten zu legen, eine Einschränkung dieser Abschnitte zugunsten anderer wichtiger Aufgaben empfehlenswert ist.

Mit Rücksicht darauf, daß es eine Geschichte des Eisenbaues bisher nicht gibt — das wertvolle Werk von Gotthold Meyer ist schon jetzt veraltet —, würde eine kurze Darstellung der Entwicklung des deutschen Eisenbaues, insbesondere unter dem Einfluß der neueren Statik, des Eisenbetons und namhafter Architekten sicher allgemein begrüßt werden.

Ferner erscheint es dringend notwendig, daß in einem Lehrbuch des Eisenhochbaues die wirtschaftlichen und ästhetischen Fragen eine eingehende Erörterung erfahren. Die Notwendigkeit zu sparen, die nicht nur durch unser Bauwesen, sondern seit dem verlorenen Krieg durch unser ganzes Leben geht, zwingt uns, jede Aufgabe von der wirtschaftlichen Seite anzusehen. In dieser Beziehung kann im Eisenhochbau durch eine geschickte Anordnung außerordentlich viel geschehen. Daß die Ausbildung der jungen Ingenieure auf den Technischen Hochschulen nach dieser Richtung bisher versagt, erlebt jeder Fachmann in leitender Stellung täglich, wenn er Anfänger in sein Büro einstellt. Den jungen Leuten fehlt der Blick für das Wirtschaftliche der gestellten Aufgabe, und es macht sich infolge der ungenügenden fachlichen Grundlagen schon seit längerer Zeit nicht nur der Mangel an guten Eisenkonstrukteuren und Statikern, sondern auch ein solcher an geeignetem Personal für leitende Stellungen empfindlich bemerkbar.

Was die ästhetische Seite der Frage betrifft, so wird diese m. E. ebenfalls zu stark vernachlässigt. Dabei muß ausdrücklich betont werden, daß die formschöne Lösung einer Eisenbauaufgabe durchaus nicht auch eine Erhöhung der Kosten zur Folge haben muß. Es gilt nur, unter den vielen Möglichkeiten, die der Eisenbau bietet, diejenige auszuwählen, die neben einer guten Form den Vorzug hat, auch wirtschaftlich zu sein. Dabei ist zu beachten, daß heute der Einfluß der Gewichtsersparnis weit größer ist als der einer Verringerung der Löhne. Wenn wir bedenken, daß der Feindbund uns durch Zölle und sonstige Erschwernisse den Verkauf unserer Produkte nach dem Ausland preislich außerordentlich behindert, so soll uns dieser Hinweis veranlassen, unsere Entwürfe zweckmäßig und formschön zu gestalten, um hierdurch uns einen Vorteil zu sichern, den man durch Prohibitivmaßnahmen nicht beseitigen kann.

Es sei nun gestattet, vom Standpunkt des Eisenkonstrukteurs noch darauf hinzuweisen, daß eine Anzahl von Abbildungen des Boostschen Werkes zum Teil veraltete, zum Teil minderwertige Ausführungen darstellen und die Bitte daran geknüpft, bei künftiger Neuauflage sie durch bessere zu ersetzen, die in reicher Fülle von den namhaften Werken zur Verfügung gestellt werden können. Es gilt dies insbesondere in bezug auf die Abbildungen 1007—1016, 1113, 1115, 1116, 1134 usw., ferner auch von den verschiedenen Ausführungsbeispielen ausländischer Herkunft, welche durch weit bessere deutsche Ausführungen leicht ersetzbar sind.

Das in Abb. 979 dargestellte Eisenfachwerkwohnhaus erscheint bautechnisch und wirtschaftlich sowie im Hinblick auf das Aussehen geradezu unmöglich.

Ebenso kann die Abb. 980 keineswegs als ein Vorbild für einen Eisenfachwerkbau gelten. In dieser Beziehung wäre es wünschenswert, wenn von den ausgeführten mustergültigen Fabrikanlagen in Eisenfachwerk einige bemerkenswerte Beispiele in das Buch aufgenommen würden.

Eine so unkonstruktive Lösung, wie sie Abb. 1007 bis 1011 darstellt, sollte nur als abschreckendes Beispiel, aber dann auch mit der entsprechenden Kritik gezeigt werden. Das Hauptsystem des Giebelbinders sei nebenstehend nochmals skizziert (Abb. a). Es ist ohne

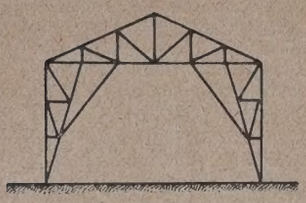


Abb. a.

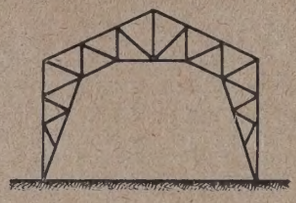


Abb. b.

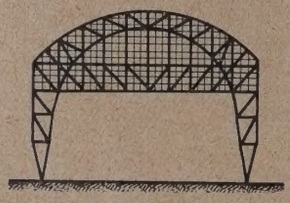


Abb. c.

Grund dreifach statisch unbestimmt, während eine einfach statisch unbestimmte Lösung, die unter Umständen sogar als einfacher Balken angesehen werden kann, in Abb. b daneben skizziert, denselben Zweck besser erfüllt.

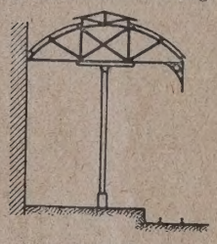


Abb. d.

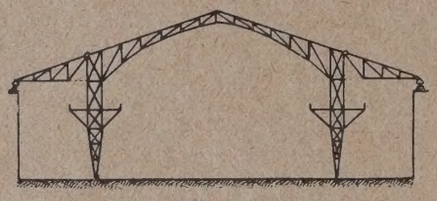


Abb. e.

In Abb. 1012 (vgl. auch Abb. c) ist ein Bahnhofshallen-Schürzenbinder dargestellt, dessen unterer an den Bogen angehängter Gitterträger völlig überflüssig ist.

Eine derartige Konstruktion wird wirtschaftlich, konstruktiv und ästhetisch weit besser, durch Ausbildung der Schürzenvertikalen als „Aufrichter" und durch Anordnung eines Windverbandes im Dach und eines horizontalen Windträgers unter der Schürze, erreicht.

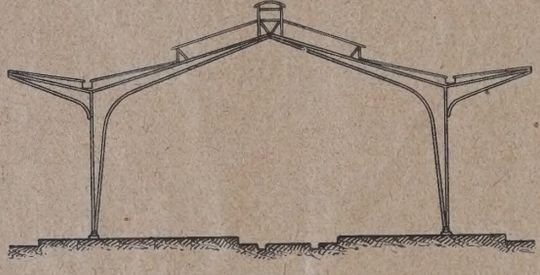


Abb. f.

Das Kapitel „Sägedach" ist reichlich kurz behandelt und läßt insbesondere den Hinweis auf die Nachteile der Sägedächer vermissen, die zu einem beträchtlichen Rückgang ihrer Anwendung Veranlassung gegeben haben. Als Nachteile der Sägedächer sind insbesondere die große Dachabwicklung, die ungünstigen Schneesäcke, die vielen raumbeengenden Stützen sowie die Rinnen und Abfallrohre und die damit im Zusammenhang erforderliche Kanalisation im Innern des Bauwerks zu nennen.

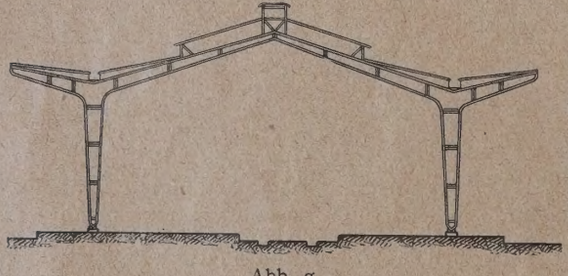


Abb. g.

Demgegenüber wäre es wünschenswert, wenn auch die neueren Formen der Sägedächer, welche diese Mängel zum großen Teil vermeiden, in der Darstellung nicht fehlten.

Unter den einstieligen Bahnsteigdächern sollte man ein so schlechtes englisches Beispiel, wie den Bahnhof Mogal Saray (Indien) (vgl. Abb. d) in keinem Falle aufnehmen, um so weniger, als gute deutsche Ausführungen zur Verfügung stehen.

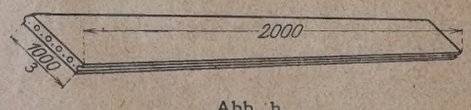


Abb. h.

Das Gleiche gilt für die Lagerhalle der Great Central Railway.

Auch die schwedische Ausstellungshalle (Abb. 1125) — vgl. nebenstehende Abb. e — ist ein wirtschaftlich und ästhetisch unbefriedigendes Bauwerk.

Wenn auf Tafel XIV die Zentralmarkthalle in Wien mit einem kombinierten Holzeisenbinder als Beipsiel gewählt wird, so sollte zum mindesten darauf hingewiesen werden, daß derartige Konstruktionen heute nicht mehr üblich und durchaus unwirtschaftlich sind. Auch auf die fehlerhaften Ausführungsdetails (Abb. 1144 und 1146), die zum Teil zu viel, zum Teil unrichtig angeordnete und zum Teil zu wenig Niete zeigen, muß hingewiesen werden.

Die Bahnhofshalle zu Schlettstadt (Abb. 1157) ist eine veraltete Konstruktion, die den auszubildenden Ingenieuren nicht als Muster hingestellt werden darf. Nebenstehend entspricht Abb. f der Abb. 1157 des Boostschen Werkes, während Abb. g eine nicht teurere, aber sicher schönere Lösung der Aufgabe zeigt.

Bei dem Kapitel „Dacheindeckung" vermißt man die heute sehr weit verbreiteten Bimsbetonhohlplatten (vgl. Abb. h), welche sich in großen Ausführungen vorzüglich bewährt haben und gegenüber der Konstruktion von Möhrle (Abb 1157/76 bei Boost) den Vorteil größerer Billigkeit haben.

Auch die eisenarmierten Bimsbeton-Kassettenplatten sollten in diesem Kapitel ebenso zur Darstellung gelangen wie die auch bei Dächern gut bewährten eisenarmierten Hohlsteindecken.

Bei den freitragenden Wellblechdächern heißt es, daß sie über Räume bis 25 und 30 m Weite gespannt werden. Hier ist unbedingt ein Hinweis darauf notwendig, daß derartige Konstruktionen unwirtschaftlich sind und schon bombierte Wellblechdächer über 16 m zweckmäßig durch eine eiserne Unterkonstruktion mit Wellblech- oder anderer Eindeckung ersetzt werden.

Zum Schluß sei noch darauf hingewiesen, daß in den Profiltafeln für I-Träger die ungeraden Profile ausgemerzt werden sollten, da sie nicht mehr gewalzt werden.

Hans Schmuckler.

Brücken aus Holz. Von Prof. Dipl.-Ing. G. Koll, Baugewerkschul-Oberlehrer a. D. Dritte Auflage mit 178 Abb. Bd. 260 der Bibliothek der gesamten Technik. Verlag Dr. M. Jaenicke, Leipzig 1921. Preis M 8,25.

Hier liegt ein sehr gut geschriebenes, das Gebiet einfacher, kleinerer Holzbrücken auch durchaus ausreichend behandelndes Lehrbüchlein vor, das sich zwar an den mittleren Techniker wendet, aber auch von dem Bauingenieur für einfache Aufgaben seines Faches mit Vorteil benutzt werden wird. Ausstattung und Abbildungen sind gut, letztere klar und deutlich. Berechnungsbeispiele und ein Kostenanschlag am Ende des Büchleins werden willkommen sein. Das Heft wird bestens empfohlen, zumal es auch recht preiswert ist.

M. F.

Wissenschaftliche Kinematographie. Von F. Paul Liesegang, unter Mitarbeit von Dr. Karl Kieser und Prof. Oswald Polimanti. 352 Seiten Text, 146 Abbildungen. Preis geb. Mk. 48.— + 20% T.-Z.

Das vorliegende Werk (eine Neubearbeitung vom 2. Teil der 5. Auflage des Handbuchs der praktischen Kinematographie) gibt ein umfassendes Bild vom gegenwärtigen Stand der wissenschaftlichen Kinematographie und bietet darüber hinaus eine eingehende Einführung in die verschiedenen Verfahren und Probleme dieses interessanten Gebietes.

In den ersten der neu aufgenommenen Abschnitte sind die mannigfachen Verfahren zur Reihenphotographie beschrieben, die im Laufe der Zeit zur Lösung der verschiedensten Aufgaben angewandt wurden und die zum Teil auch heute noch, sei es in der alten Form oder entsprechend abgeändert, vielfach wertvolle Dienste leisten werden. Im Anschluß daran wird gezeigt, wie man die zeitlichen und räumlichen Intervalle bestimmt. Ein breiterer Raum ist der normalen Aufnahmekamera und ihrer Handhabung gewidmet sowie insbesondere der Mikrokinematographie. Die aus der früheren Bearbeitung übernommenen Abschnitte über den optischen Ausgleich der Bildwanderung, die Funken-K.ie, Röntgen-K.ie, Naturfarben- und stereoskopische K.ie wurden wesentlich vergrößert und durch neue Abbildungen ergänzt. Die kinematographische Vorführung hinwieder ist kurz behandelt, während sich ein längerer Abschnitt mit den sonstigen Wiedergabeverfahren, wie Lebensrad, Projektions-Lebensrad, Taschenkinematograph befaßt, die zur Vorführung kurzer Reihen auch heute noch von hohem Werte sind. Der Photochemiker Dr. Karl Kieser, beschreibt mit großer Sachkenntnis das Fertigmachen der Negativ- und Positivfilme; seine Anweisungen sind sowohl für den Kleinbetrieb als auch für den Großbetrieb äußerst lehrreich.

Der Physiologe Prof. Polimanti, der selbst das kinematographische Verfahren als Werkzeug bei seinen Untersuchungen benutzte, gibt ein umfassendes Bild der Anwendungen der K.ie in den Naturwissenschaften, der Medizin sowie im Unterricht. Den Schluß machen ein sorgfältig zusammengestelltes Literaturverzeichnis und ein recht umfangreiches alphabetisches Inhaltsverzeichnis, welch letzteres das Buch auch als Nachschlagewerk sehr wertvoll macht.

E. P.

Für die Schriftleitung verantwortlich: Geheimrat Dr.-Ing. E. h. M. Foerster, Dresden. — Verlag von Julius Springer in Berlin W.
Druck von H. S. Hermann & Co., Berlin SW 19, Beuthstrasse 8.

DER BAUINGENIEUR

2. Jahrgang 31. Mai 1921 Heft 10

DIE LEISTUNGSFÄHIGKEIT DER GRAPHISCHEN METHODE FÜR DEN ENTWURF.

Dr.-Ing. Dr. rer. pol. Waffenschmidt, Regierungsbaumeister, Karlsruhe i. B.

Die Beurteilung der allgemeinen Frage, ob sich irgend eine Methode für ein wissenschaftliches Forschungsgebiet eignet, führt zur Betrachtung des wissenschaftlich tätigen Menschen einerseits und des zu erforschenden Gegenstandes anderseits; damit führt sie zur Psychologie und zur „Logik als Gegenstandeslehre".

In engerer Begrenzung des Themas kann man aber die Frage so stellen: Was bringt der Ingenieur als Forscher zur Lösung seiner Aufgaben an Rüstzeug mit, und wie paßt dieses sich dem Gedankenaufbau an, den der wissenschaftliche Gegenstand selbst fordert.

Die psychische Beschaffenheit läßt sich folgendermaßen kennzeichnen: Der entwerfende Ingenieur bringt zu den ihm gestellten Aufgaben eine Reihe von Vorstellungs- und Gedankenkreisen als Ausgangspunkt einer logisch ordnenden Tätigkeit mit. Sie lassen sich zweckmäßigerweise in Kreise gegenständlichen Inhalts und in Kreise formalen Inhalts trennen.

Es würde zu weit führen, auf die Kreise gegenständlichen Inhalts näher einzugehen, die man einteilen kann nach den verschiedensten Gesichtspunkten: in konkrete und abstrakte, in statische, kinetische, dynamische Elemente, in Objekte und deren Funktionen, in Geschehnisse mit erfahrungsmäßigem oder gewolltem Verlauf usf. Wenn man die hier vorkommenden Begriffe durch ihren Gegensatz hervorheben will, so findet man, daß sie in der Regel erkenntnistheoretisch von viel einfacherer Natur als etwa die Begriffe der „Kulturwissenschaften" sind. Das kommt daher, daß das Arbeitsgebiet des Ingenieurs sachlich viel enger begrenzt ist, und daß die Begriffe des Ingenieurs überwiegend unmittelbar in der Anschauung verwurzelt sind; in dieser Tatsache beruht der große Vorteil, daß der Ingenieur sich nicht so leicht wie der Kulturwissenschaftler in begriffliche Spekulationen verliert, wozu er auch stofflich insofern keine Veranlassung hat, als es sich bei seiner Entwurfstätigkeit weniger um das Begreifen des „Objekts an sich" handelt — man denke z. B. an Elektrizität —, als um die Kenntnis seiner Verhältnisse in begrenzten funktionellen Zusammenhängen. Dazu kommt, daß das Wissen beim Techniker nicht Selbstzweck ist, sondern zur Erfüllung — auch ethisch — mehr oder weniger vertiefter Aufgaben dient. Die erwähnten funktionellen Zusammenhänge, nicht die isolierten Dinge, kennzeichnen dem Ingenieur den Sinn der Erscheinung, und sie sind für ihn auch schon der Übergang zur vernunftmäßigen Erfassung von Grund und Notwendigkeit, von Ursache und Wirkung.

Die Zusammenhänge gegenständlich-funktionellen Inhaltes beschränken sich nun nicht auf das technisch-physikalische Gebiet. In zunehmendem Maße spielen auch Beziehungen gesellschaftlicher und insbesondere wirtschaftlicher Herkunft eine Rolle (Arbeitsleistung, Kosten, Preise, Handelsgebräuche usw.).

Auch sie sind für den Entwerfenden in der Hauptsache abgeschlossene, oft schulmäßig der Erkenntnis einverleibte Ergebnisse von Entwicklungen, wenn sie auch im Verlauf der Berufstätigkeit im Einzelnen nicht unverändert bleiben, sondern Vervollkommnungen unterworfen sind.

Was nun die Gedankenkreise formalen Inhaltes anbelangt, unter welche auch die „graphische Methode" fällt, so ist folgendes zu bemerken: Die Herkunft von den Naturwissenschaften bringt es mit sich, daß beim Ingenieurwesen der quantitativ-mathematische Zusammenhang in den Vordergrund tritt, und zwar so stark, daß es methodische Regel geworden ist, diesen mathematischen Zusammenhang mit dem Gegenstand zu lösen; eine abstrakt formale Untersuchung setzt ein nach Gesetzmäßigkeiten, die selbst zum Gegenstand der Lehre („reine" Mathematik) gemacht werden und als solche einen im Vergleich zur tatsächlichen Aufgabe mitunter unverhältnismäßigen Denkaufwand erfordern.

Hier, bei unbeschränkter Loslösung der quantitativen Zusammenhänge vom Objekt, hier, bei der ganz abstrakten Behandlung der Probleme kann sich aber auch ein Widerspruch vom Entwurfsstandpunkt des Ingenieurs aus erheben, denn für sein Fachgebiet bringt diese Loslösung neben Vorteilen auch Opfer. Wenn die Vorteile in der beliebig weit geführten Genauigkeit der Berechnungen liegen, so besteht das Opfer darin, daß bei der abstrakten Berechnung die Anschaulichkeit verloren geht, während — wie wir behaupten möchten — gerade die Anschaulichkeit (und nicht die Abstraktion) sich dem wichtigsten Teil der Psyche des Entwerfenden, dem schöpferischen Teil, anpaßt. Sie unterbricht auch dazu den Zusammenhang mit der Wirklichkeit viel weniger.

Um dieses Verhältnis der Anschauung zur schöpferischen Tätigkeit zu untersuchen, betrachten wir einmal die Entwurfstätigkeit näher. Auch sie kann unter dem Gesichtspunkt gegenständlichen Inhalts und unter dem Gesichtspunkt formalen Inhalts betrachtet werden. Hinsichtlich des ersteren gilt folgendes: Mit Hilfe des Verstandes muß der Ingenieur die ihm gegebenen Tatsachen, mit der Vernunft muß er das neue Problem an sich erfassen, z. B. die gegebenen Größen einzeln an sich kritisch betrachten und in ihrer Gesamtheit auf die zur Lösung der Aufgabe notwendige Bestimmtheit und Wichtigkeit beurteilen.

Nun kommt aber zu derartigen Vorstellungskomplexen, zu dem Wort- und Sachverstehen noch das praktische Verstehen. Es bildet die Vorstufe zur eigentlichen Lösung. Es ist abstrakter und formaler Schulung weniger zugänglich, sondern mehr anschaulicher Natur. Es ist das Verstehen, welches mit zweckdienlichen Mitteln die Lösung der Aufgabe zielbewußt oder auch mehr instinktiv finden läßt. Dieses praktische Verstehen tritt in besonders starkem Maß dort hervor, wo es sich um das schöpferische Gestalten handelt, und hier muß der Entwerfende zu Verstand, zu Vernunft und zu praktischem Verstehen noch über das eigenartige Ingenium verfügen, welches ihn noch Unbekanntes erkennen läßt; mag es sich bei den üblichen Aufgaben auch nicht um das „Erfinden" in höchstem Ausmaß des „Schöpferischen" handeln, so ist doch ein qualitativ gleicher Anklang bei jeder Lösung eines neuen praktischen Problems vorhanden. Es weist gerade dem Ingenieur sein Arbeitsgebiet an, während der „Techniker" — im engsten und verpönten Sinn — dort herrscht, wo es fehlt. Manches muß der Ingenieur hier gefühlsmäßig abwägen und werten, wenn exakte Maßstäbe fehlen, z. B. dort, wo es sich um den Vergleich technischer und wirtschaftlicher Vorteile handelt.

Offenbar ist es hier nicht möglich, die in Betracht kommenden Einzelkenntnisse schablonenhaft arbeitsmäßig der Reihe nach auf ihre Anwendungsfähigkeit anzusehen, hier handelt die Anschauung des Entwerfenden genial gestaltend. Die Einzelkenntnisse sind oft unter der Schwelle des Bewußtseins versenkt,

und deshalb tritt bei den Lösungen der praktischen Probleme die schulmäßig oft mechanisch aufgespeicherte Summe von Wissenschaftselementen in den Hintergrund, ein großer Teil der Arbeit wird im Unterbewußtsein geleistet und die hieraus schöpfende Tätigkeit, das eigentlich Geniale, tritt ins Recht. Dazu genügt aber das bloße Gelernthaben, ein Wissen, das bloß auf Anruf antwortet, nicht, es muß sich selbst anbieten, und das tut es unseres Erachtens eher, wenn es plastisch-anschaulicher Natur und nicht abstrakt ist.

Wenn wir aber aus der bloßen Erfassung der tatsächlichen Zusammenhänge heraustreten und die formale Seite des Entwurfs betrachten, so tritt hier noch schärfer hervor, daß die von der Anschauung losgelöste abstrakte mathematische Entwicklung nachteilig ist.

Der Spalt zwischen dem mathematisch-formalen und dem technisch-anschaulichen Denken ist verschiedentlich deutlich sichtbar. Recht klar wird er z. B. da, wo ein Schritt gemacht werden muß von der anschaulich erfaßten Aufgabe zur abstrakt mathematischen Formulierung. So tritt die Verschiedenartigkeit des Denkvorganges schon in der Mittelschule beim Lösen von Textgleichungen in Erscheinung, z. B. in der Ungeschicktheit mathematisch-formal begabter Schüler bei der Gleichungsaufstellung.

Daß ein Spalt vorhanden ist, sieht man aber auch daran, daß sich der Ingenieur nach vollzogener Schürzung des Problems in das mathematische Gewand meist auf anderem, nichttechnischem Gebiet fühlt, zu dem er erst wieder zurückkehrt, wenn er am Ende der Operation die „Werte einsetzt" und zu einem vernünftigen Ergebnis kommt. Die absoluten Gesetze der mathematischen Entwicklung herrschen oft ohne gegenständlichen Zusammenhang mit der Lösung. Durch diese Lostrennung vom Fachgebiet schwindet aber für den Ingenieur das Gefühl der Sicherheit und der technischen Befriedigung. Jeder Zusammenhang ist eben an sich ein Wert, und jede Trennung ist schon vom allgemein pädagogischen Standpunkt ein Nachteil. „Auch der gründlichste mathematische Unterricht zeigt sich unpädagogisch, sobald er eine abgesonderte Vorstellungsmasse für sich allein bildet" (Herbart). Wenn dieser Satz schon für die mathematische Wissenschaft an sich gilt, so gilt er um so mehr, wenn es sich um ein mathematisches Anwendungsgebiet wie die Technik handelt.

Daß diese Trennung nicht nötig ist, daß sie vielmehr in der von den Schulmathematikern vorgenommenen Auswahl der Methoden liegt, übersieht der in der Ausbildung begriffene Ingenieur häufig. Diese Methoden lassen sich kurz folgendermaßen kennzeichnen: Die Satz auf Satz aufbauernde arithmetische und analytische Methode steht unter dem Gesichtspunkt des Beweises. Dagegen tritt die Bedeutung, inwieweit sie die schöpferische Fähigkeit fördert und inwieweit sie dem schöpferischen Geist als Werkzeug zu dienen vermag, ganz in den Hintergrund. Daß diese unter dem Beweisgrundsatz stehende Methode in der Philosophie schon bei ihren Vätern Descartes und Spinoza nicht auch die Methode schöpferischen Gestaltens ist, wird immer mehr erkannt. In der Technik aber tritt der Zwiespalt zwischen Beweismethode und schöpferischer Methode noch schärfer hervor.

Für den Entwurf, bei dem ein wichtiger Teil der Arbeit — wie schon oben erwähnt — im Unterbewußtsein vor sich geht, ist die eindringlichste Erfassung der Methode, mag sie nun „Erleben", „Anschauung" oder „Intuition" genannt werden, Grundbedingung für ihren erfolgreichen Gebrauch. Ohne diese Tiefe der Erfassung bleibt sie außerhalb des Hilfsbereichs. Eher erschafft sich der wissenschaftlich-erfinderische Geist sein methodisches Rüstzeug selbst, als daß er ein solches verwendet, welches sich ihm nicht anpaßt. Ein Beispiel hierfür findet sich in dem Umstand, daß die Ingenieure (insbesondere die Tiefbauer) tatsächlich manche Methode mathematischen Charakters selbst, aus sich heraus geschaffen und gestaltet haben; besonders drängen sich hier wieder die graphischen Methoden auf: Einfluß- und Zustandslinien, Verschiebungspläne, hydraulische Tafeln, Nomographie usw. Großenteils sind sie auch ihres mathematischen Gewandes entkleidet und als Teile der Fachkunstlehre verwendet und angesehen; so werden sie auch in der Regel vom lehrenden Ingenieur nicht mathematisch, sondern soweit als möglich in der Anschauung unmittelbar begründet.

Zur Erweckung und Bildung dieser schöpferischen Fähigkeit ist nach unserer Meinung eine anschauliche Methode, welche sich dem schöpferischen Denken anpaßt, geeigneter als eine abstrakte.

In der Erkenntnis derartiger Verhältnisse hat auch die Schulmathematik gefühlt, daß hier Pflichten für sie bestehen. Auch von ihrer Seite haben Untersuchungen stattgefunden über die Anpassung des mathematischen Unterrichts an die Bedürfnisse der Technik. Sie wurden zusammengefaßt durch Dr. Paul Staeckel: Die mathematische Ausbildung der Architekten, Chemiker und Ingenieure an den deutschen technischen Hochschulen, Leipzig 1915, Teubner.

Um diese Bestrebungen zu kennzeichnen, seien einige der dortigen Zitate angeführt. Die beiden Dokumente, welche auf breitester Grundlage stehen, sind die „Erklärung der Mathematikprofessoren" und die „Gegenerklärung der Ingenieure". Beide stimmen aber in der Betonung der anschaulichen Methoden überein. In der Erklärung der Mathematikprofessoren (Zeitschrift des Vereins Deutscher Ingenieure 1897 S. 114, siehe Staeckel a. a. O. S. 38) heißt es: „Die ausführliche Heranziehung anschauungsmäßiger Methoden sowie ein gegenseitiges Durchdringen der analytischen und geometrischen Disziplinen werden dieses Ziel „(mathematisches Denken und Sicherheit im Gebrauch des mathematischen Apparates d.V.)" am sichersten erreichen lassen."

In der Gegenerklärung der Ingenieure (Zeitschrift für Architektur und Ingenieurwesen 1897 Nr. 46, siehe Staeckel a. a. O. S. 40) heißt es: „Bevorzugung verdienen diejenigen Teile mathematischer Wissenschaft, welche geeignet sind, die Fähigkeit der räumlichen Vorstellung und der bildlichen Darstellung der Größen zu fördern. Die strenge arithmetische Behandlung ist für den Techniker besonders ungeeignet."

Nun dürfen wir bei all diesen Wünschen nach Verbesserung nicht über das Ziel hinausschießen und etwa von der Verwendung graphischer Methoden alles erwarten. Graphik ist schon an sich nicht gleichbedeutend mit Anschaulichkeit. Zwar ist sie, weil sie eben immerhin sichtbare, in der Größe erscheinende Symbole verwendet, bezüglich der Anschaulichkeit gegenüber der analytischen Behandlung eine Strecke voraus. Aber es gibt z. B. verwickelte graphostatische Untersuchungen, bei denen man zweifelhaft sein kann, ob sie noch anschaulich erfaßbar sind, oder ob sie nicht vielmehr so abstrakt wie eine mathematische Formel sind.

Die graphische Methode benützt eben die geometrischen Größen auch nur als Symbole; sie substituiert, und je verwickelter die Substitution wird, desto geringer die Anschaulichkeit; im Lageplan, auf der Landkarte stellen Strecken des Planes Strecken der Wirklichkeit dar, also die denkbar einfachste Substitution, und doch gibt es geistig hochstehende Menschen, die keine Veranlagung für das Plan- und Kartenlesen haben. Im graphostatischem Bild stellen Strecken Kräfte dar, das ist schon schwieriger zu verstehen. Zeichnet man weitergehend die Differentialfunktion einer geometrischen Kurve und will man so die Vorteile der höheren Analysis graphisch vereinfacht anwenden, so stellt die Bildfläche als Integral Strecken der geometrischen Kurve dar. Die Darstellung der Momente als Flächen im graphostatischen Bild bringt wieder eine erhöhte Komplikation, und bei dieser muß schon eine gewisse Schulung einsetzen, damit die Darstellung „intuitiv" so erfaßt wird, daß sie auch als Hilfsmittel schöpferischer Tätigkeit verwendet wird. Wenn man einmal den hier angedeuteten Problemen nachgeht, so wird man Unterschiede finden zwischen dem Gebiet graphischer Darstellung, das (wie die Graphostatik) mehr nach der arithmetischen Seite zu liegt und dem Gebiet der Funktionenlehre. Letztere weist besondere Eignungs-

merkmale für graphische Behandlung auf. Gerade bei der graphischen Darstellung unregelmäßiger Differentialfunktionen zeigt sich der methodische Vorteil der Graphik: Wie viel lebendiger ist ihr Bild als die sie darstellende Gleichung. Und weiter: Haben wir die Differentialkurve graphisch aufgestellt, so belastet uns in der weiteren Auswertung die Gestalt der Kurve nicht mehr, während analytisch wie arithmetisch schon kleine Funktionsunregelmäßigkeiten zu außerordentlich großen Lösungsschwierigkeiten führen. Für das Schaubild ist also der mathematische Fortgang der Lösung (die Strategie) losgelöst von den Schwierigkeiten der Einzelaufgabe (der Taktik) und er läßt sich deshalb auch reiner und leichter auffinden. Das ist wohl in erster Linie ein praktischer Erfolg für die Lösung, aber mit ihr geht auch die rein mathematische Erkenntnis, die in der Darstellung der Funktionsgesetze liegt, Hand in Hand: Der Begriff des Differential- und Integralprinzips tritt aus einer abstrakten, oft äußerlich-mechanischen Erfassung heraus und wird jetzt anschaulich und in seiner Leistungsfähigkeit erkannt.

Wie oft kommt die größere Leistungsfähigkeit der graphischen Methode für das schöpferische Arbeiten so zum Ausdruck, daß arithmetische oder analytische Lösungen bildlich dargestellt werden als Grundlage für kritische Betrachtung mit der Absicht, gegebenenfalls eben die Ausgangspunkte selbst zu ändern. Seitdem solche Probleme an Bedeutung gewinnen, die nicht auf naturwissenschaftlichen unveränderlichen Gesetzen, sondern auf technisch-wirtschaftlichen Voraussetzungen aufgebaut sind, tritt diese Art des offenen Rechnungssystems hervor, bei dem gerade auch die Ausgangspunkte verändert werden. Hier geht der Vorteil der graphischen Methode mitunter so weit, daß ein Wettbewerb der Buchstabenrechnung nicht in Frage kommt. Aber auch bei naturwissenschaftlich festen Grundlagen hat die graphische Methode Monopolstellung, wo, wie in der Wasserwirtschaft, analytisch nicht faßbare Kurven unregelmäßigen Verlaufs (Abflußkurven) die Rechnungsgrundlage bilden. Hier in der Wasserwirtschaft können wir aber auch sehen, wie befruchtend die Methode auf die Erkenntnis der Zusammenhänge selbst gewirkt hat, sowohl hinsichtlich ihres Seins (Wissenschaft), als auch ihrer zweckhaften Anwendung (Technik).

Bei all den Vorteilen graphischer Methoden zum schöpferischen Ingenieurentwurf kann von einem Verwerfen arithmetischer Methoden keine Rede sein. Wenn es sich darum handelt, das gelöste Problem auf verschiedene Sonderfälle anzuwenden, wo eine untergeordnete, nicht schöpferisch veranlagte Hilfskraft „die Werte in die Formel einsetzen" kann, so sind sie wirtschaftlich. Sie sind notwendig, wo Berechnungen weitgehender Genauigkeit nötig sind. Aber leider liegen hier die Verhältnisse oft so: Je weiter wir in der Genauigkeit der Lösung gehen, desto mehr entfernen wir uns von der Anschaulichkeit dadurch, daß die mathematische Erfassung der Aufgabe immer abstrakter wird.

Hiermit gehen noch weitere Gesichtspunkte der Entwurfswirtschaft Hand in Hand: Die Mathematik ist in ihr nicht mehr Selbstzweck, sie wird unter dem Gesichtspunkt von Aufwand und Erfolg betrachtet. Die quantitativ nicht genaue Bestimmtheit ist entschuldigt mit geringem Aufwand der Lösung; wiederholte aber einfache Versuchslösungen sind unter Umständen viel entwurfswirtschaftlicher als schwierige einmalige Konstruktionen. Auch Annäherung, ja sogar die Exaktheit wird Gegenstand entwurfswirtschaftlicher Erwägungen. Hier läßt sich die graphische Methode weitgehend anpassen. Wer je in schwierigeren Stationsplänen Korbbögen mit mehrfachen Anschlußbedingungen analytisch gerechnet hat, wird dem zustimmen. Ein weiterer Vorteil liegt in folgendem: Ein für allemal genau berechnete Grundelemente kann man in „Rastern" fassen, um sie als Wiederholungselemente bei den verschiedensten Aufgaben (ohne Konstruktion) anzuwenden.

Freilich ist die graphische Methode nicht für jedermann gleich leistungsfähig, und hier kommt das psychische Moment wieder zur Geltung. Wie es ein optisch und ein akustisch veranlagtes Gedächtnis gibt, so auch anschaulich und abstrakt veranlagte Menschen. Der „abstrakt denkende Theoretiker" wird es vorziehen, bei seinen Formeln und Gleichungen zu bleiben. Er hat aber wohl für die abstrakte Forschung eine außergewöhnliche Begabung, wie es ja auch vorkommen soll, daß ein Genie zu abstrakt schöpferischer Tätigkeit befähigt ist. Das sind aber Ausnahmen. Jedenfalls übersieht der durch Veranlagung und Schulung auf das Abstrakte eingestellte Forscher die komplizierten Gleichungen in einem ganz anderen Umfang als der anschaulich Denkende. Bei der Kürze der Zeit, seit der die graphische Darstellung verwendet wird, ist auch ihre Lehre nicht genügend in den Studienplänen berücksichtigt. Gelehrt wird die Auswertung der Gleichung, das ist das Herausarbeiten dessen, was an erkenntnisfördernden, für die Entwurfsgestaltung wesentlichen Bestandteilen in der Gleichung enthalten ist, aber eine gleichartige Lehre für die graphische Methode fehlt doch wohl meist. Im Grund einseitiger Schulung mag es deshalb auch liegen, wenn manch anderem an sich anschaulich begabtem praktischen Ingenieur die graphische Methode nicht zu liegen scheint. Ihm, der nun einmal auf die abstrakten Gleichungen eingestellt ist, wird die anschauliche graphische Methode unter Umständen mehr Schwierigkeiten bereiten als entsprechend dem lediglich seine Anlage mitbringenden Schüler. Nicht auf Ausnahmsveranlagung aber kommt es an, sondern auf die regelmäßige und nicht auf die historisch gewordene Schulung, sondern auf die naturgemäße Veranlagung kommt es an. Das muß zur unbefangenen Beurteilung der Methode berücksichtigt werden.

DIE SCHIFFBARMACHUNG DER DÜNA UND AUSNUTZUNG IHRER WASSERKRÄFTE.

Nach dem Material und dem Entwurf der „Dungarbuhri".

Von Ing. F. Plato in Riga.

Die Frage der Regulierung der Düna zum Zwecke der Schiffbarmachung ist seit den 70 er Jahren des vorigen Jahrhunderts vielfach bearbeitet worden. Sie sollte ein Teil des großen Schiffahrtsweges Riga—Cherson werden, dessen Bedeutung für ganz Nordeuropa sich schon daraus ermessen läßt, daß durch ihn der Wasserweg Odessa—Riga auf 31 vH, Odessa—Danzig auf 40 vH und Odessa—Hamburg auf 52 vH des bisherigen rund um Europa führenden verkürzt werden würde. Bereits Peter der Große hatte die Bedeutung dieser Wasserstraße erkannt; er ließ die Quellgebiete der Düna und des Dnjepr untersuchen und darauf vom Holländer Bauer ein Projekt anfertigen, nach dem der Nebenfluß der Düna Kljasma mit dem Dnjepr bei Smolensk durch einen Kanal verbunden werden sollte. Aus der Zeit Katharina II liegt ein Entwurf des Ingenieurs Trusson vor, der aber ebenfalls nicht ausgeführt wurde, weil er zu großartig war. Schließlich wurde vom Grafen Sievers in den Jahren 1797 bis 1804 der Nebenfluß der Düna Ulla mit der in den Dnjepr fließenden Beresina durch einen 148 Werst langen Kanal, von ca. 165 m Scheitelhöhe verbunden, der jedoch nur der Holzflössung diente (Pabst, Die Wasserstraße Riga—Cherson, Riga 1909). In den achtziger Jahren des vorigen Jahrhunderts wurde im Auftrage des Rigaer Börsenkomitees vom Ingenieur A. Pabst ein Projekt für Schiffbarmachung der Strecke Riga—Witebsk für 2,8′ Fahrwassertiefe bei Niedrigwasser und 4,9′ bei Mittelwasser ausgearbeitet. Im Auftrage der russischen Regierung sind in den Jahren 1886—1897 Baupläne für eine durchgängige Fahrwassertiefe von 6′ = 1,83 m ausgearbeitet worden, und zwar für die Dünastrecke Riga—Witebsk vom Ingenieur Scheljuta, für die Kanalstrecke Witebsk—Orscha vom

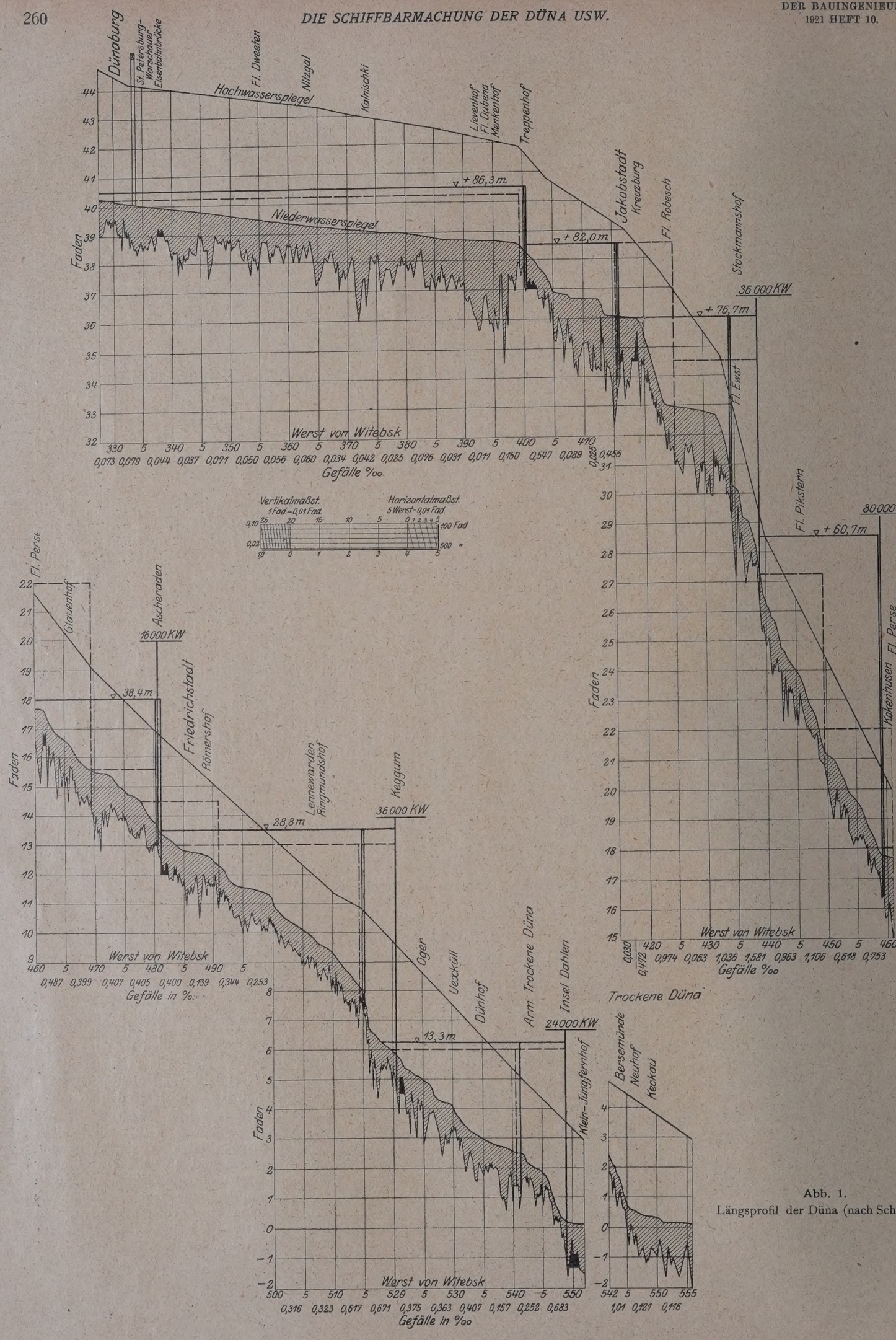


Abb. 1.
Längsprofil der Düna (nach Scheljuta)

Ingenieur Semenow und für die Dnjeprstrecke von Orscha bis Jekaterinoslaw und die anschließenden Stromschnellen von den Ingenieuren Semenow, Timonow und Lipin. Endlich ist zu Anfang dieses Jahrhunderts in fast zehnjähriger Arbeit ein amtliches russisches Bauprojekt ausgearbeitet worden, das im Frühjahr 1914 unter Leitung des Ingenieurs Teichmann fertig geworden ist. Für die Dünastrecke ist darin eine Fahrwassertiefe von 3 m vorgesehen. Das zu diesem Projekte gehörige Material für die Strecke Riga—Mündung des Flusses Dweeten befindet sich zurzeit in den Händen der lettländischen Regierung und dient der „Dungarbuhri" (Dünabau-Abteilung des Verkehrsministeriums) als Grundlage für die Ausarbeitung eines Projektes zur Ausnutzung der Düna-Wasserkräfte.

Inwieweit die mit dem Wasserkraftausbau Hand in Hand gehende Schiffbarmachung der Düna in ihren einzelnen Teilen und, bei Ausbau sämtlicher Stufen, auf der ganzen Strecke Riga—Dünaburg von grundlegender wirtschaftlicher Bedeutung ist, soll hier nicht näher ausgeführt werden. Bei der Unklarheit der gegenwärtigen wirtschaftlichen Verhältnisse ist das eine undankbare Aufgabe. Sie bleibe einer speziellen Betrachtung vorbehalten.

Es soll hier nur das wichtigste Material über die in Frage kommende Strecke zusammengestellt und weiteren Kreisen zugänglich gemacht werden. Es sollen ferner die Gesichtspunkte dargelegt werden, die heute bei der technischen Bearbeitung der Frage maßgebend sind, und schließlich die in Aussicht genommene Lösung kurz skizziert werden.

Im Gegensatze zu den meisten Flüssen Europas, deren gefällreicher Teil weit im Oberlaufe liegt, weist die Düna in ihrem Unterlaufe das größte Gefälle auf. Während sie von Witebsk bis Lievenhof auf einer Strecke von ca. 400 Werst ein mittleres Gefälle von 10 cm pro Kilometer besitzt und schiffbar ist, fällt sie auf der 156 Werst langen Strecke bis zum unteren Ende der Insel Dahlen um 82 m, entsprechend einem mittleren Gefälle von 50 cm pro Kilometer. In zahlreichen Stromschnellen durchquert die Düna hier die Verbindungsschwelle des südlivländischen mit dem oberkurländischen Hügellande und erreicht stellenweise zwischen Ewst- und Persemündung ein Gefälle von 180 cm auf 1 km, so daß bei dem steinigen, tief in den Dolomit einschneidenden Flußbett im Sommer selbst die Flößung schwierig wird. Das Längenprofil der Düna im Fahrwasser, 1888 von Ingenieur Scheljuta aufgenommen, ist für die Strecke Dünaburg—Riga in Abb. 1 dargestellt. Die Längen sind im Maßstab 1 : 250 000 in Werst von Witebsk (1 Werst = 1,066 78 km), die Höhen im Maßstab 1 : 100 in Faden über Kronstadt-Null (1 Faden = 2,133 56 m) gemessen. Der Nullpunkt des Kronstädter Pegels liegt 0,435 m über dem mittleren Meeresspiegel an der Dünamündung. Über der stark gebrochenen Sohlenlinie sind der normale Sommerwasserstand und der Hochwasserstand eingetragen.

Zwecks Bestimmung der erforderlichen Fahrwassertiefe sei angeführt, daß für die Schiffahrt auf der Düna einerseits die auf russischen Flüssen üblichen Fluß- und Kanalkähne folgender Typen in Frage kommen:

Type I Länge 50 Faden = 106,5 m,
Breite 7 Faden = 15,0 m,
Tiefgang $\frac{10}{4}$ Arschin = 1,77 m,

Type II Länge 50 Faden = 106,5 m,
Breite 7 Faden = 15,0 m,
Tiefgang $\frac{16}{4}$ Arschin = 2,84 m.

Anderseits wäre ein Verkehr der auf der Ostsee benutzten Seeleichter von ca. 1000 Tons, die eine Fahrwassertiefe von 3 m erfordern, ins Auge zu fassen. Das Projekt von Scheljuta hat nur mit der ersten Kahntype gerechnet und eine Fahrwassertiefe von 1,83 m in Aussicht genommen. Das russische Projekt von 1914 sieht bereits zum Teil 3 m vor, und das wäre wohl das Minimum, das auch jetzt anzustreben ist.

Bei Verteilung der Staustufen hat Scheljuta seiner geringen Wassertiefe wegen ganz von Kanälen abgesehen und durch eine große Anzahl niedriger Wehre mit Schiffsschleusen und Floßgassen die Stromschnellen überstaut.

Das russische Projekt vom Jahre 1914 (siehe Abb. 2) ist für die obengenannte Fahrwassertiefe von 3 m ausgearbeitet und sieht Kraftausnutzung an den größeren Staustufen vor. Wie aus der unten folgenden Zusammenstellung in Tafel I hervorgeht, sind an geeigneten Stellen Kanäle angeordnet, und zwar von einem Querschnitt, der dem Kraftwasserverbrauch entspricht und die Bedürfnisse der Schiffahrt bei weitem überschreitet. Wo unterhalb der Wehre oder am Kanalaustritt noch nicht genügende Tiefe vorhanden war, sollte eine Fahrwasserrinne von 50 m Breite im Flußbett ausgesprengt werden. Um an den größeren Staustufen einheitliche Schleusenanlagen verwenden zu können, sind sie so verteilt worden, daß das Gefälle jeder Stufe 15 m nicht überschreitet. Dabei sind Überschwemmungen der damals blühenden landwirtschaftlichen Kulturen an den Absenkungen der Ufer nach Möglichkeit vermieden worden. Flößung durch den Kraftwasser- und Schiffahrtskanal ist nicht zugelassen worden. Die Floßgassen sind unter Umgehung der Wehre unmittelbar ins Unterwasser geführt worden. Infolgedessen muß dem Fluß stets soviel Wasser zugeführt werden, als eine gefahrlose Flößung erfordert, das ist etwa die im Sommer vorhandene Mindestwassermenge. Dieses Wasser wird der Krafterzeugung entzogen, die daher bei Wassermangel stark eingeschränkt werden müßte. Die Staustufen des russischen Projektes sind ins Längsprofil Abb. 1 punktiert eingetragen.

Tafel 1.

Die Staustufen nach dem russischen Projekt von 1914.

Nr.	Ort	Bauwerk		Werst von Witebsk	Stau-spiegel	Gefälle bei		Bemerkungen
		Wehr	Kanal Werst		m	Normal-wasser m	Hoch-wasser m	
1	Treppenhof	Niederlegbar	—	400	85,8	3,6	0	Schiffahrt
2	Jakobstadt *)	Walzenwehr	7,5	416	82,0	7,8	3,8	Kraftwerk
3	Stockmannshof	„	3,5	434	73,5	14,8	10,5	„
4	Gussar	Fest ohne beweglichen	—	449	58,1	11,0	8,8	„
5	Ballod	Teil	—	469	46,9	12,8	10,0	„
6	Ascheraden	Niederlegbar	—	481	33,2	2,2	0	Schiffahrt
7	Winkelmannshof	„	—	491	30,9	2,9	0	„
8	Keggum	Walzenwehr	7,5	514	27,7	14,5	10,8	Kraftwerk
9	Dahlen	„	8,0	541	12,8	12,5	9,1	„

*) Kanal unter Benutzung des Flusses Soka.

Abb. 2. Russisches Projekt vom Jahre 1914.

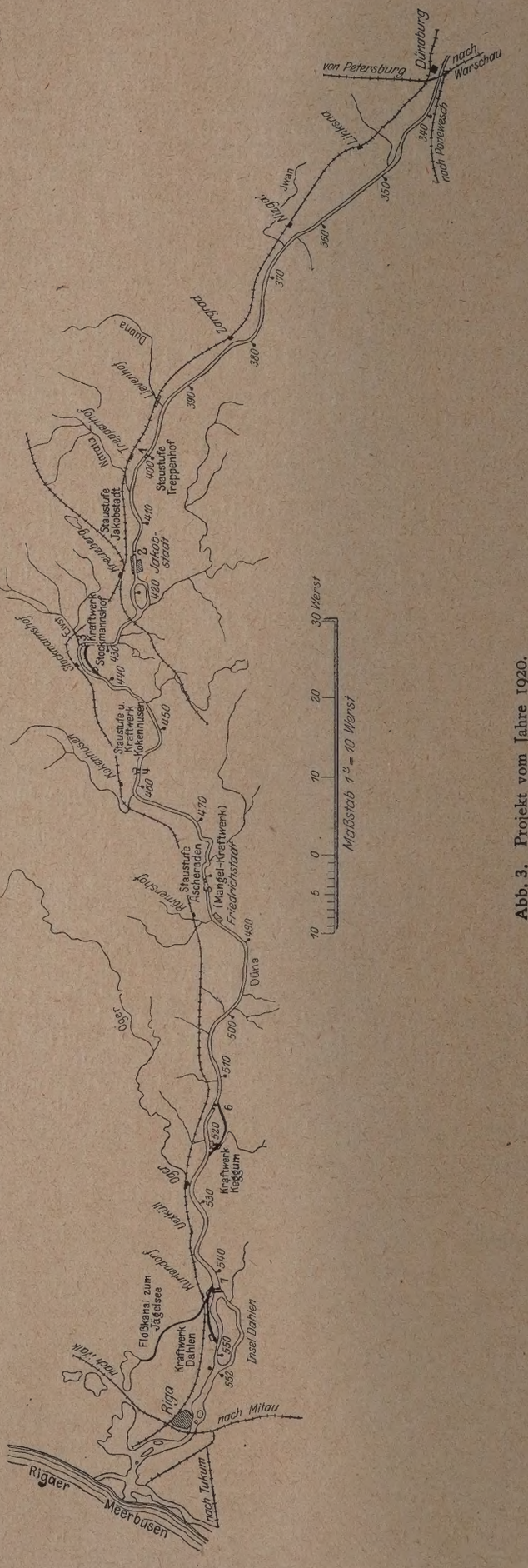


Abb. 3. Projekt vom Jahre 1920.

Tafel 2.

Staustufen nach dem Projekt vom Jahre 1920, Variante 1.

Nr.	Ort	Bauwerk		Werst von Witebsk	Stau-spiegel	Turbinen-		Bemerkungen
		Wehr	Kanal km		m	Gefälle m	Leistung kW	
1	Treppenhof	Niederlegbar	—	401,0	86,4	—	—	Schiffahrt
2	Jakobstadt	„	—	416,5	82,0	—	—	„
3	Stockmannshof	Beweglich	3,8	434,0	76,7	15,0	36 000	Kraftwerk
4	Kokenhusen	Segmentwehr	—	458,1	60,7	21,0	80 000	„
5	Ascheraden	Niederlegbar	—	480,3	38,4	8,5	16 000	Mangelwk.
6	Keggum	Beweglich	7,5	515,0	28,8	15,0	36 000	Kraftwerk
7	Dahlen	Walzenwehr	7,5	542,0	13,3	12,0	24 000	„

Das Projekt enthält ferner eine Variante, nach der an Stelle der Staustufen 1—6 ein Kanal von ca. 50 km Länge vorgesehen ist, der vom Wehr Treppenhof auf dem linken Ufer durch eine etwa 5—10 km vom Fluß entfernte Niederung bis in die Gegend von Ascheraden führt und hier in mehreren Stufen das Gefälle von ca. 50 m ausnutzt.

Die durch den Krieg und seine Folgen veränderten Verhältnisse haben andere Gesichtspunkte in den Vordergrund gerückt, als dem Projekte 1914 zugrunde gelegt worden sind, und zwar:

1. Infolge der Kohlenteuerung ist Lettland auf Krafterzeugung mit im Lande vorhandenen Mitteln angewiesen. Dadurch gewinnt die Kraftausnutzung neben der Schiffbarkeit an Wichtigkeit.

2. Die Enteignungskosten für überschwemmtes Terrain sind im Verhältnis zu den übrigen Kosten geringer geworden,

Tafel 3.

Die Staustufen nach Variante 2 des Projektes von 1920.

Nr.	Fahrwassertiefe:		1,5 m		3,0 m		5,0 m	
	Ort	Werst v. Witebsk	Bauwerke	Stau m	Bauwerke	Stau m	Bauwerke	Stau m
1	Zargrad	384	—	—	Aussprengungen im Flußbett	—	Niederlegbares Wehr Schleuse, Floßkanal	87,4
2	Treppenhof	406	—	—	Niederlegbares Wehr Schleuse, Floßkanal	84,7	—	84,7
3	Jakobstadt	419/20	Wehrschwelle im Hauptarm, untere Schleuse, Floßkanal, Uferdämme	76,8	Niederlegbares Wehr in trockener Düna, obere Schleuse	77,8	Beweglicher Aufsatz auf Hauptwehr, Uferdämme	80,0
4	Stockmannshof	435	Wehrunterbau, Kanal 3,4 km, Schleuse, Floßkanal	68,2	Staukörper auf Wehr, Kraftwerk	69,3	Uferbefestigungen	71,5
5	Kokenhusen	458	Wehr ohne Segmente, Kraftwerk, Schleuse, Floßkanal	56,7	Segmente auf Wehr	60,7	—	60,7
6	Ascheraden	480	Aussprengungen im Flußbett	—	Niederlegbares Wehr Kanal 1 km, Schleuse, Kraftwerk, Floßkanal	38,4	Uferbefestigungen	39,4
7	Halswigshof	495	—	—	—	—	Niederlegbares Wehr Schleuse, Floßkanal	30,9
8	Keggum	515	Wehrschwelle, Kanal 5,6 km, untere Schleuse, provisorischer Floßkanal	18,1	Wehr mit Staukörper, Kraftwerk, obere Schleuse, Floßkanal	28,8	Vertiefung und Verlängerung des Kanals um 2,0 km	28,8
9	Dahlen	542	Wehr ohne Walzen, Kanal l = 10 km, untere Schleuse, Floßkanal	10,3	3 Walzen, Kraftwerk, obere Schleuse, Unterkanal vertiefen	11,2	2 Walzen, Vertiefung des Unterkanals und der Düna bis Riga	13,3

da die meisten Bauernhöfe dieser Gegend zerstört und die Felder verwüstet sind.

3. Infolge der Valutaverhältnisse sind Maschinen und außerhalb Lettlands zu beschaffendes Baumaterial stärker im Preise gestiegen, als Arbeitskraft und inländisches Material.

Infolgedessen ist im neuen Projekt vom Jahre 1920, Variante I, (siehe Abb. 3), das Gefälle an wenigen zur Kraftausnutzung besonders geeigneten Punkten konzentriert und die Anzahl der Staustufen unter Erhöhung des Stauspiegels und Vergrößerung des Überschwemmungsgebietes reduziert worden, wobei eine Fahrwassertiefe von 3 m für die Schiffahrtsdauer beibehalten worden ist. Um den Stromausfall dieser Großkraftwerke bei Wassermangel zu decken, ist an einer kleineren Staustufe mit niederlegbarem Wehr ein Hilfswasserkraftwerk, das nur während der Mangelperiode arbeiten soll, in Aussicht genommen.

Da die Durchführung eines so großen Unternehmens, wie die Schiffbarmachung der Düna, sich auf einen Zeitraum von über einem Jahrzehnt erstrecken dürfte, soll einerseits versucht werden, eine Schiffahrt mit geringerem Tiefgang in etwa 3—5 Jahren, vor Vollendung des ganzen Ausbaus, zu ermöglichen, und anderseits eine spätere Vertiefung des Fahrwassers bis auf 5 m ins Auge gefaßt werden, die bei den stetig steigenden Ansprüchen der Schiffahrt über kurz oder lang nötig werden würde.

Diesen Bedingungen soll die Variante 2 des Projektes vom Jahre 1920 genügen, die jedoch zur Erreichung dieses Zweckes auf verschiedene Vorteile der Variante 1 verzichten muß.

Die Verteilung der Staustufen und die Reihenfolge der Bauausführung, entsprechend der wachsenden Fahrwassertiefe, zeigt Tafel 3.

Die in Tafel 3 genannten Kraftwerke würden mit den Gefällen arbeiten und installierte Leistungen aufweisen, die in Tafel 4 zusammengestellt sind. Sowohl in Stockmannshof als in Dahlen kann, falls wegen des Kraftwerkes erwünscht, der erst bei 5 m Fahrtiefe erforderliche Stau schon bei Ausbau auf 3 m gegeben werden.

Tafel 4.

Gefälle und Leistungen der Kraftwerke nach Variante 2.

Nr.	Fahrwassertiefe / Staustufe	1,5 m			3,0 m			5,0 m		
		Gefälle bei		Installierte kW	Gefälle bei		Installation kW	Gefälle bei		Installierte kW
		N. W.	H. W.		N. W.	H. W.		N. W.	H. W.	
4	Stockmannshof	—	—	—	8,5	7,5	14 000	10,7	9,7	20 000
5	Kokenhusen	17,7	14,5	48 000	22,0	18,5	80 000	21,0	18,4	80 000
6	Ascheraden	—	—	—	9,6	—	16 000	9,6	—	16 000
8	Keggum	—	—	—	14,6	11,0	36 000	14,6	11,0	36 000
9	Dahlen	—	—	—	10,8	8,8	18 000	12,9	10,9	24 000

(Schluß folgt.)

ZUR THEORIE UNVERSTEIFTER RIPPENKUPPELN.

Von Dr.-Ing. Rudolf Gärtner, Bremen.

In Heft 14 und 18 des „Bauingenieurs" veröffentlicht Herr Dr.-Ing. Pichl einen Aufsatz über obiges Thema, in welchem er die in letzter Zeit von verschiedenen Autoren bei durchgehenden gelenklosen Bogen und Rahmen angewandte Berechnungsart auf die Kuppel überträgt. Die Berechnung wird in zwei Teilen durchgeführt. Im ersten Teil wird das System derart berechnet, daß der Scheitelpunkt räumlich festgelagert gedacht wird, während im zweiten Teil die Verschiebungen dieses Scheitelpunktes berücksichtigt werden. Dieser Gedanke ist für die Kuppelberechnung äußerst fruchtbar und soll auch im nachfolgenden benutzt werden. Im übrigen läßt sich die Berechnung durch Annahme von Kugellagerung einfacher gestalten, wodurch sie auch an Genauigkeit gewinnt. Dies soll im nachfolgenden durchgeführt werden.

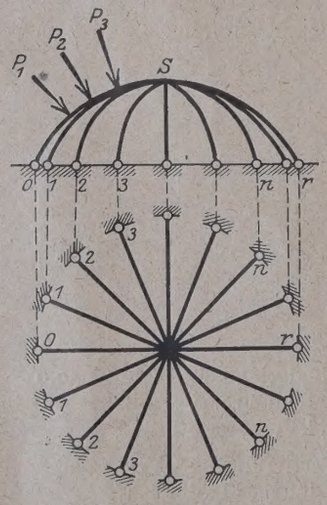


Abb. 1.

Vorausgesetzt wird der praktisch wichtige Fall einer zyklisch symmetrischen Rippenkuppel, und zwar zunächst ohne Verstrebungen und ohne Scheitelring, jedoch mit fester Verbindung im Scheitel (Abb. 1).

Die Belastung P möge nur in der Ebene einer Rippe wirken, welche wir als Hauptrippe bezeichnen. Alle anderen Rippen heißen Nebenrippen. Dabei wird unter Rippe nur der Teil verstanden, der vom Kämpfer bis zum Scheitelpunkt geht. Je zwei symmetrisch zur Hauptrippe liegende Nebenrippen bilden ein Nebenrippenpaar.

Die Lager sind, wie schon oben erwähnt, als Kugellager gedacht.

1. Teil der Berechnung.

Es wird angenommen, daß der Scheitelpunkt mittels eines Kugellagers unverschieblich gelagert ist.

Betrachten wir zunächst die Hauptrippe als Hauptsystem, indem wir uns die Lager der Nebenrippen entfernt denken, so ist diese durch die äußeren Lasten belastet, welche in ihrer Ebene wirken und durch ein Moment M, welches von den statisch unbestimmten Auflagerkräften der Nebenrippen herrührt. Wegen der Symmetrie der Belastung und des Systems muß dieses Moment ebenfalls in der Ebene der Hauptrippe wirken. Letztere kann daher als ebener Träger angesprochen werden.

Umgekehrt können wir uns die Nebenrippen durch dieses Moment M belastet denken. Lösen wir dann wie bei Dr. Pichl den Knoten in Teilsysteme zu je einem Nebenrippenpaar auf, so wirkt auf jedes Teilsystem ein Teil dieses Momentes M.

Die 2 Bedingungsgleichungen zur Berechnung dieses Anteils sind:

1. Die Summe der Teilmomente muß gleich sein M.

$$M_1 + M_2 + M_3 + \cdots + M_r = M$$

2. Die Verdrehung τ einer mit dem Nebenrippenpaar fest verbunden gedachten Geraden, welche sich in der Hauptrippenebene befindet, ist für jedesTeilsystem dieselbe.

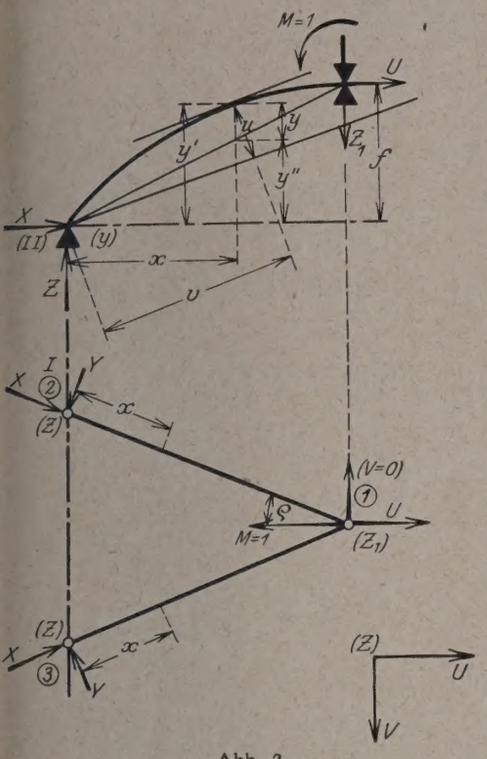


Abb. 2.

Um diese Verdrehung τ zu finden, betrachten wir zunächst ein beliebiges Teilsystem, welches mit $M = 1$ in der Ebene der Hauptrippe belastet ist (Abb. 2).

Das betrachtete System ist symmetrisch und symmetrisch belastet, daher sind die Reaktionen der Punkte 2 und 3 einander gleich und bei Punkt 1 ist die Reaktion $V = 0$.

Außerdem gelten noch folgende Gleichgewichtsbedingungen:

I. $\sum Z = 0$; $2Z - Z_1 = 0$, woraus $Z_1 = 2Z$;

II. $\sum U = 0$; $2Y\sin\varrho - 2X\cos\varrho - U = 0$, woraus

$$U = 2(Y\sin\varrho - X\cos\varrho);$$

III. $\sum M_{II} = 0$; $1 - Z_1 \cdot l\cos\varrho - Uf = 0$.

Wir haben also 5 Unbekannte, zwischen denen 3 Gleichungen bestehen. Das System ist demnach zweifach statisch unbestimmt. Aus Gleichung II und III ergibt sich zunächst:

$$Z_1 = \frac{1}{l\cos\varrho} - 2(Y\sin\varrho - X\cos\varrho)\frac{f}{l\cos\varrho},$$

woraus

$$Z = \frac{1}{2l\cos\varrho} - (Y\sin\varrho - X\cos\varrho)\frac{f}{l\cos\varrho}.$$

Um X und Y zu bestimmen, wenden wir den Satz vom Minimum der Deformationsarbeit an.

Unter Ausschließung jeglicher Wärmeänderung und Widerlagerverschiebung können wir die 2 folgenden Elastizitätsgleichungen anschreiben:

$$\int \frac{M}{EJ}\cdot\frac{\partial M}{\partial X}ds + \int \frac{\mathfrak{M}}{EJ'}\cdot\frac{\partial \mathfrak{M}}{\partial X}ds + \int \frac{W}{GJ_p}\cdot\frac{\partial W}{\partial X}ds = 0;$$

$$\int \frac{M}{EJ}\cdot\frac{\partial M}{\partial Y}ds + \int \frac{\mathfrak{M}}{EJ'}\cdot\frac{\partial \mathfrak{M}}{\partial Y}ds + \int \frac{W}{GJ_p}\cdot\frac{\partial W}{\partial Y}ds = 0.$$

Dabei bedeuten M die Biegungsmomente in der Rippenebene, $\mathfrak{M}$ seitliche Biegungen und W Verwindungsmomente.

In einem beliebigen Punkte im Abstand x von 2 oder 3 ist

$$M = Zx - Xy' = \frac{x}{2l\cos\varrho} - Xy - Y\operatorname{tg}\varrho\, y'';$$

$$\mathfrak{M} = Yv; \quad W = Yu;$$

daher

$$\frac{\partial M}{\partial X} = -y; \quad \frac{\partial \mathfrak{M}}{\partial X} = 0; \quad \frac{\partial W}{\partial X} = 0;$$

$$\frac{\partial M}{\partial Y} = -y''\operatorname{tg}\varrho; \quad \frac{\partial \mathfrak{M}}{\partial Y} = v; \quad \frac{\partial W}{\partial Y} = u.$$

In die Elastizitätsgleichungen eingesetzt, ergibt sich:

1) $$-2\int_0^l \frac{1}{EJ}\left(\frac{x}{2l\cos\varrho} - Xy - Y\operatorname{tg}\varrho\, y''\right)y\,ds = 0;$$

2) $$-2\int_0^l \frac{1}{EJ}\left(\frac{x}{2l\cos\varrho} - Xy - Y\operatorname{tg}\varrho\, y''\right)y''\operatorname{tg}\varrho\,ds + 2\int_0^l \frac{1}{EJ'}Yv^2\,ds + 2\int_0^l \frac{1}{GJ_p}Yu^2\,ds = 0$$

oder geordnet

1) $$X\int_0^l \frac{y^2}{EJ}ds + Y\operatorname{tg}\varrho\int_0^l \frac{yy''}{EJ}ds = \frac{1}{2l\cos\varrho}\int_0^l \frac{xy}{EJ}ds,$$

2) $$X\operatorname{tg}\varrho\int_0^l \frac{yy''}{EJ}ds + Y\left[\int_0^l \frac{\operatorname{tg}^2\varrho}{EJ}y''^2\,ds + \int_0^l \frac{v^2}{EJ'}ds + \int_0^l \frac{u^2}{GJ_p}ds\right] = \frac{\operatorname{tg}\varrho}{2l\cos\varrho}\int_0^l \frac{xy''}{EJ}ds.$$

Daraus ist

$$y = \frac{D'}{D},$$

wobei

$$D' = \frac{\operatorname{tg}\varrho}{2l\cos\varrho}\int_0^l \frac{y^2}{EJ}ds\int_0^l \frac{xy''}{EJ}ds - \frac{\operatorname{tg}\varrho}{2l\cos\varrho}\int_0^l \frac{yy''}{EJ}ds\int_0^l \frac{xy}{EJ}ds = 0;$$

daher ist

$$Y = 0$$

und

$$X = \frac{1}{2l\cos\varrho}\cdot\frac{\int_0^l \frac{xy}{EJ}ds}{\int_0^l \frac{y^2}{EJ}ds}.$$

Das heißt aber nichts anderes, als daß Momente nur in der Rippenebene auftreten und jede Nebenrippe als ebener Zweigelenkbogen wirkt, welcher mit einem Moment $\frac{1}{2\cos\varrho}$ belastet ist.

Bezeichnen wir daher den Drehwinkel der Tangente des oberen Auflagerpunktes des Zweigelenkbogens in der Rippenebene unter der Belastung $M = 1$ mit α, so ist dieser Verdrehungswinkel unter der Belastung $\frac{1}{2\cos\varrho}$ gleich $\frac{\alpha}{2\cos\varrho}$.

Bezeichnen wir ferner denselben Drehwinkel jedoch in der Hauptrippenebene mit ε, so ist diese Verdrehung des Nebenrippenpaares bei Belastung $M = 1$ in der Hauptrippenebene:

$$\varepsilon_r = \pm\frac{\alpha}{2\cos^2\varrho_r}.$$

Das positive oder negative Vorzeichen gilt, je nachdem das Nebenrippenpaar diesseits oder jenseits der Hauptrippe liegt. Ausgenommen ist aber

a) das zur Hauptrippe senkrechte Teilsystem. Dieses ist überhaupt nicht imstande, ein Moment in der Hauptrippenebene aufzunehmen, da es hierfür drehbar ist. Für dieses Rippenpaar ist ε also gleich Null.

b) Die in der Hauptrippenebene liegende Nebenrippe. Diese nimmt das gesamte Moment 1 auf, daher ist für sie

$$\varepsilon = -\alpha.$$

Um daher die Bedingung 2 zu erfüllen, müssen wir auf jedes Teilsystem ein Moment

$$M_n = \frac{M}{\varepsilon_n}\tau = \mu_n M$$

wirken lassen. Dies in Bedingung 1 eingesetzt, ergibt:

$$\tau\left(\frac{M}{\varepsilon_1}+\frac{M}{\varepsilon_2}+\cdots+\frac{M}{\varepsilon_r}\right)=M$$

oder

$$\tau=\frac{1}{\frac{1}{\varepsilon_1}+\frac{1}{\varepsilon_2}+\cdots+\frac{1}{\varepsilon_r}}.$$

Da ein positives Moment diesseits der Hauptrippe, jenseits negativ ist, sind die ε-Werte alle positiv einzusetzen. Damit ist τ bestimmt und läßt sich sofort die Verteilung des Momentes M auf die Nebenrippenpaare bestimmen.

Es ist $M_n=\mu_n M.$

Hieraus ergibt sich wieder das Moment auf die Nebenrippe selbst mit

$$\frac{M_n}{2\cos\varrho}=k_n M;$$

μ und k sind nur abhängig von der Rippenzahl, können daher ein für allemal für jede Rippenzahl festgelegt werden. Dies

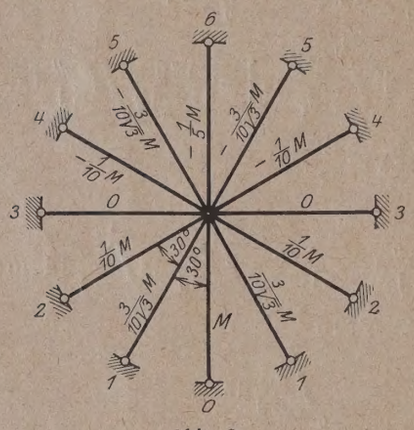


Abb. 3.

soll hier als Beispiel für eine 12-rippige Kuppel durchgeführt werden (Abb. 3). Es ist:

$$\varepsilon_1=\frac{\alpha}{2\cos^2 30^\circ}=\frac{2}{3}\alpha,$$

$$\varepsilon_2=\frac{\alpha}{2\cos^2 60^\circ}=2\alpha,$$

$$\varepsilon_3=0,$$

$$\varepsilon_4=\frac{\alpha}{2\cos^2 120^\circ}=-2\alpha,$$

$$\varepsilon_5=-\frac{2}{3}\alpha,$$

$$\varepsilon_6=-\alpha;$$

daher

$$\tau=\frac{\alpha}{\left(\frac{3}{2}+\frac{1}{2}+\frac{1}{2}+\frac{3}{2}+1\right)}=\frac{\alpha}{5};$$

ferner wird:

$$\mu_1=\frac{\tau}{\varepsilon_1}=\frac{3}{10};\quad \mu_2=\frac{\tau}{\varepsilon_2}=\frac{1}{10};\quad \mu_3=0;\quad \mu_4=-\frac{1}{10};$$

$$\mu_5=-\frac{3}{10};\quad \mu_6=-\frac{1}{5},$$

daher

$$M_1=k_1 M=\frac{\mu_1 M}{2\cos 30^0}=\frac{3}{10\sqrt{3}}M,$$

$$M_2=k_2 M=\frac{\mu_2 M}{2\cos 60^0}=\frac{1}{10}M.$$

Damit ergibt sich die in Abb. 3 angegebene Momentenaustei-lung am Scheitelpunkt.

Jetzt läßt sich die Berechnung der statisch unbestimmten Auflagerreaktionen leicht durchführen.

Zu diesem Zwecke müssen wir vor allem den Horizontal schub einer als Zweigelenkbogen aufgefaßten Rippe bei Be lastung mit M = 1 in der Rippenebene berechnen. Dieser is

$$B=\frac{1}{l}\frac{\int_0^l x\,y\,dw}{\int_0^l y^2\,dw}.$$

Dann erhalten wir für eine Nebenrippe (Abb. 4):

$$H_n=B\,k_n M;$$

$$V_n=-V_0=\pm\left(\frac{k_n M}{l}+\frac{f}{l}B\,k_n M\right)=\pm\frac{k_n M}{l}(1+B\,f).$$

Ferner ist

$$\alpha=\frac{1}{E}\left(\frac{1}{l^2}\int_0^l x^2\,dw-B^2\int_0^l y^2\,dw\right).$$

Die Hauptrippe können wir als einer einerseits fest gelagerten, anderseits unter dem Winkel τ eingespannten Bogen an

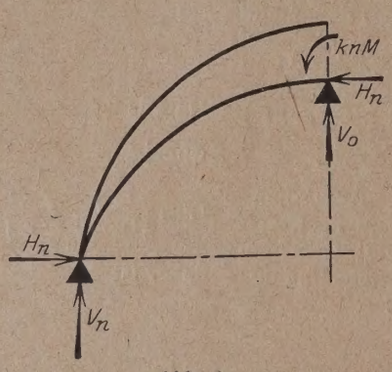


Abb. 4.

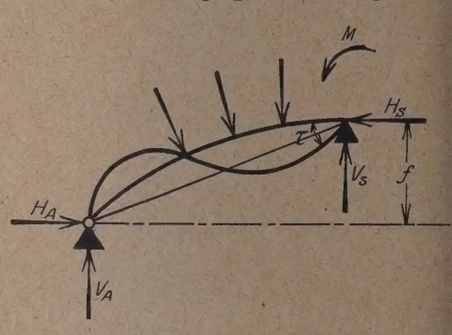


Abb. 5.

sehen. Führen wir als statisch unbestimmtes Hauptsystem den Zweigelenkbogen ein, so ist für diesen:

$$H_0=\frac{\int_0^l M_0\,y\,dw}{\int_0^l y^2\,dw}$$

und es wird

$$M=\frac{\varphi}{\alpha+\tau},$$

wobei

$$\varphi=\frac{1}{\varepsilon}\left[\frac{1}{l^2}\int_0^l M_0\,x\,dw-H_0 B\int_0^l y^2\,dw\right].$$

Die Auflagerreaktionen und der Momentenverlauf der Haupt rippe ergeben sich (Abb. 5) mit

$$H_s=H_{0s}+M\,B,$$

$$H_A=H_{0A}+M\,B,$$

$$V_s=V_{0s}+\frac{1+B\,f}{l}M,$$

$$V_A=V_{0A}-\frac{1+B\,f}{l}M,$$

$$M_x=M_0-H\,y-M\frac{x}{l}.$$

Die von allen Rippen im Scheitel hervorgerufenen Reak tionen sind:

$$H=H_s+B\sum_1^r\mu_n M,$$

$$V=V_s+\frac{1+B\,f}{l}2\sum_1^r k_n M.$$

2. Einfluß einer Verschiebung des Scheitelpunktes.

In Wirklichkeit ist der Scheitelpunkt nicht, wie oben angenommen, fest gelagert, sondern vollkommen frei.

Sind daher die oben berechneten Reaktionen H und V nicht zufällig gleich Null, so entsprechen die im 1. Teil berechneten Größen nicht der Wirklichkeit und müssen entsprechend korrigiert werden.

Betrachten wir zunächst

a) den Einfluß einer horizontalen Verschiebung.

Statt die Verschiebung im Scheitel vorzunehmen, untersuchen wir, was auf dasselbe herauskommt, eine Verschiebung der Fußpunkte parallel zur Hauptrippe um $\Delta = 1$ (Abb. 6).

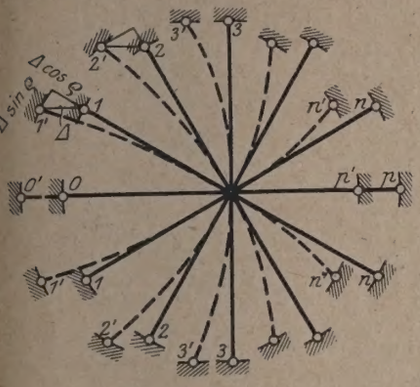


Abb. 6.

Man kann dieselbe in eine radiale $1 \cdot \cos\varrho$ und eine tangentiale $1 \cdot \sin\varrho$ zerlegen.

Betrachten wir zunächst

I. die radiale Verschiebung,

so ergibt sich für den Zweigelenkbogen als Hauptsystem:

$$H_{0\,\Delta=1} = \frac{E \cdot I}{\int_1 y^2 \, dw}.$$

Ferner ist für das Einspannmoment, da jede Rippe durch die übrigen teilweise eingespannt wird, wenn für

$$\varphi = B\,\Delta$$

gesetzt wird

$$M_{\Delta=1} = \frac{-B\,\Delta}{\alpha + \tau}.$$

Dies gilt für alle Rippen, da für die teilweise Einspannung, d. h. den Winkel τ, jede Rippe als Hauptrippe aufgefaßt werden kann.

Die Momente der übrigen Rippen erhält man entsprechend eben errechneter Verteilung (der k-Werte).

Alle Werte sind natürlich mit $\cos\varrho_n$ zu multiplizieren, da die Verschiebung ja $1 \cdot \cos\varrho_n$ beträgt.

Addieren wir alle diese Momente, so ergibt sich für die Hauptrippe:

$$\underline{M^0_{\Delta=1}} = M_{\Delta=1} + 2k_1 M_{\Delta=1}\cos\varrho_1 + 2k_2 M_{\Delta=1}\cos\varrho_2 + \cdots + k_n M_{\Delta=1}$$

$$= M_{\Delta=1}\left(1 + \sum_1^n \mu_n\right) = \underline{2\,M_{\Delta=1}}.$$

Für irgendeine Nebenrippe:

$$\underline{M^n_{\Delta=1}} = M_{\Delta=1}\cos\varrho_n + k_1 M_{\Delta=1}(\cos\varrho_{n-1} + \cos\varrho_{n+1}) + k_2 M_{\Delta=1}(\cos\varrho_{n-2} + \cos\varrho_{n+2}) + \cdots + k_n \cos(\varrho_n + 180^0)$$

$$= M_{\Delta=1}[\cos\varrho_n + k_1(\cos\varrho_{n-1} + \cos\varrho_{n+1}) + \cdots + k_n\cos(\varrho_n + 180^0)].$$

Die in der Klammer enthaltenen Werte hängen nur von der Rippenzahl ab, lassen sich daher ein für allemal berechnen. Für die 12 rippige Kuppel ist dies in untenstehendem Beispiel durchgeführt.

Die Auflagerreaktionen betragen dann:

$$H^n_{\Delta=1} = H_{0\Delta=1}\cos\varrho + M^n_{\Delta=1}\,B$$

$$V^n_{\Delta=1} = \pm\left(\frac{1}{l}M^n_{\Delta=1} + \frac{f}{l}H^n_{\Delta=1}\right),$$

daher für alle Rippen im Scheitel:

$$H_{radial} = \sum_1^r 2\,H_{\Delta=1}\cos\varrho_n,$$

$$V_{radial} = \sum_1^r V^n_{\Delta=1} = 0.$$

Ferner erhält man für die Feldmomente:

$$M^{n\,x}_{\Delta=1} = V^n_{\Delta=1}\,x + H^n_{\Delta=1}\,y'.$$

Alle diese Werte sind hier nur algebraisch angegeben, müssen daher mit dem richtigen Vorzeichen eingeführt werden.

II. Einfluß einer tangentialen Verschiebung.

Nachdem wir statt der Verschiebung des Scheitelpunktes die Verschiebung des Fußpunktes betrachten, können wir den Scheitelpunkt als fest eingespannt ansehen, während der Fußpunkt in tangentialer Richtung um $\Delta = 1$ nachgibt. Die seitliche Biegungslinie der beiden in einer Ebene liegenden Rippen ist nämlich vollkommen symmetrisch (s. Abb. 7), d. h. die Rippe ist im Scheitel Tangente an die Biegelinie. Hieraus kann gefolgert werden, daß man die Rippe für diese Ausweichung als im Scheitel fest eingespannt ansehen kann.

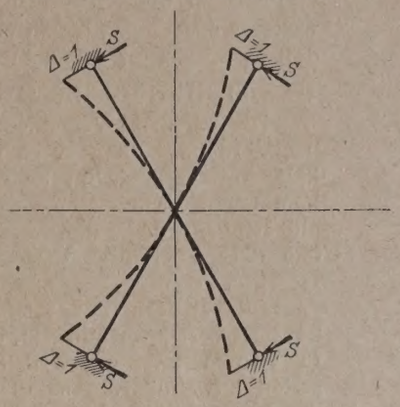


Abb. 7.

Als statisch unbestimmte Größe kann daher die horizontale Auflagerkraft S betrachtet werden. Diese erhalten wir aus folgender Elastizitätsgleichung:

$$S_\Delta\,\beta = \Delta; \quad \text{also} \quad S_\Delta = \frac{\Delta}{\beta},$$

wobei

$$\beta = \int_0^1 \frac{\mathfrak{M}^2}{E\,J'}\,ds + \int_0^1 \frac{W^2}{G\,J_p}\,ds$$

oder

$$\beta = \frac{1}{E}\left[\int_0^1 u^2\,dw' + \frac{2(m+1)}{m}\int_0^1 v^2\,dw''\right]$$

Die Feldmomente betragen dann:

$$\mathfrak{M}_\Delta = S_\Delta\,u,$$
$$W_\Delta = S_\Delta\,v.$$

Im Scheitel halten sich die seitlichen Biegungsmomente der beiden in einer Ebene liegenden Rippen das Gleichgewicht, während die Verwindungsmomente eines Nebenrippenpaares sich zu einem Biegungsmoment in der Ebene der Hauptrippe vereinigen. Dies beträgt $2\,W_{ns}\cos\varrho_n$.

Ferner ergibt sich von einem Nebenrippenpaar im Scheitel eine horizontale Auflagerkraft von der Größe $2\,S_\Delta \sin\varrho_n$. Alle diese Werte sind noch mit $\sin\varrho_n$ zu multiplizieren, da die tangentiale Verschiebung $1 \sin\varrho_n$ beträgt. Es ergeben sich also für jede Nebenrippe folgende Werte:

$$S_\Delta \sin\varrho; \quad \mathfrak{M}\sin\varrho; \quad W\sin\varrho.$$

Ferner im Scheitel von allen Rippen das Moment:

$$M_s = \sum_1^{r-1} 2\,W_{ns}\cos\varrho_n \sin\varrho_n$$

und die Horizontalkraft:

$$H_{tangential} = \sum_1^{r-1} 2\,S_\Delta \sin^2\varrho_n.$$

Fassen wir jetzt Fall I und II zusammen, so ergibt sich im Scheitel eine Horizontalkraft

$$\mathfrak{H} = H_{radial} + H_{tangential}.$$

Die im Fall 1 errechnete ideale Horizontalkraft ist aber H, daher muß die tatsächliche Verschiebung $\Delta = \frac{H}{\mathfrak{H}}$ sein, um H zu Null zu machen.

Alle Werte von Fall 2 a) sind also schließlich mit Δ zu multiplizieren und zu den Werten von 1. zuzuschlagen, um den endgültigen Verlauf zu erhalten.

Dabei bleibt $M_s\Delta$ als äußerer Eingriff über.

Mit dieser Belastung wäre der Rechnungsgang so oft zu wiederholen, bis die erhaltenen Werte nicht mehr von Belang sind. Praktisch genügt eine einmalige Durchrechnung mit einem äußeren Angriff M, das hierbei erhaltene neue Moment M_1 gibt die $\frac{M_1}{M}$ fachen Werte, welche sich also ohne weiteres zuschlagen lassen usw. Meist ist aber $M_s\,\Delta$ so klein, daß es überhaupt vernachlässigt werden kann.

b) Einfluß einer vertikalen Verschiebung.

Die vertikale Verschiebung muß nicht besonders berechnet werden. Man geht so vor, daß man die gesamte vertikale Auflagerkraft im Scheitel berechnet. Wegen der vollkommenen Symmetrie verteilt diese sich gleichmäßig auf alle Rippen. Siehe den Artikel Dr. Pichl, S. 426. Ebenso gilt das dort über die Rippenkuppel mit steifem Scheitelring Gesagte.

Dieser Fall (mit steifem Scheitelring) wird wohl der häufigst vorkommende sein, deshalb halte ich die von Dr. Pichl in seinem zweiten Artikel eingeführte Vereinfachung für selten anwendbar. Aus diesem Grunde wurde dieselbe auf das hier gesagte Verfahren nicht übernommen.

Als

Beispiel

soll das von Herrn Dr. Pichl im Heft 18 berechnete gewählt werden. Es wird daher auf die dort befindliche Abbildung und Tabelle, S. 530 sowie die errechneten Werte von B und E J α verwiesen.

Hier kommt lediglich Fall 2. a) in Betracht, da $M_0 = 0$ ist. Dieser gliedert sich zunächst in Fall I.

Hierfür wird für eine Verschiebung um $-\,E\,J\,\Delta = 1000$

$$H_{0\Delta=1} = \frac{E\,J\,\Delta}{\int_0^1 y^2\,dw} = \frac{1000}{11{,}68} = 85{,}6\text{ t},$$

$$E\,J\,\varphi = 1000 \cdot 0{,}43 = 430.$$

Ferner ist für eine 12 rippige Kuppel

$$E\,J\,\tau = \frac{E\,J\,\alpha}{5} = \frac{1{,}32}{5} = 0{,}264,$$

daher $$M_{\Delta=1} = \frac{430}{1{,}23 + 0{,}264} = \text{rd. } 271\text{ tm}.$$

Dann wird (man beachte die konstanten Werte!):

$$M_{0\Delta=1} = \underline{\underline{2}} \cdot 271 = 542\text{ tm},$$

$$M_{1\Delta=1} = 271\left[\frac{1}{2}\sqrt{3} + \frac{3}{10\sqrt{3}}\left(1+\frac{1}{2}\right) + \frac{1}{10}\left(\frac{1}{2}\sqrt{3}+0\right)\right.$$
$$\left. + \frac{1}{10}\left(\frac{1}{2}\sqrt{3}+0\right) + \frac{3}{10\sqrt{3}}\left(\frac{1}{2}+1\right) + \frac{1}{5}\cdot\frac{1}{2}\sqrt{3}\right]$$
$$= 271\sqrt{3}\cdot\frac{54}{60} = 424\text{ tm},$$

$$M_{2\Delta=1} = 270\left[\frac{1}{2} + \frac{3}{10\sqrt{3}}\left(\frac{1}{2}\sqrt{3}+0\right) + \frac{1}{10}\left(1-\frac{1}{2}\right)\right.$$
$$\left. - \frac{1}{10}\left(\frac{1}{2}-1\right) - \frac{3}{10\sqrt{3}}\left(0-\frac{1}{2}\sqrt{3}\right) + \frac{1}{5}\cdot\frac{1}{2}\right]$$
$$= 270\cdot\underline{\underline{1}} = 270,$$

$M_{3\Delta=1} = 0$; $M_{4\Delta=1} = -270$ tm; $M_{5\Delta=1} = 424$ tm; $M_{6\Delta=1} = -542$ tm.

Diese Werte sind in untenstehender Tabelle zusammengestellt.

Ferner ergibt sich

$$H^0_{\Delta=1} = -H^6_{\Delta=1} = 85{,}6 + 542 \cdot 0{,}43 = 318{,}6\text{ t},$$

$$H^1_{\Delta=1} = -H^5_{\Delta=1} = 85{,}6 \cdot \frac{1}{2}\sqrt{3} + 424 \cdot 0{,}43 = 256{,}5\text{ t},$$

$$H^2_{\Delta=1} = -H^4_{\Delta=1} = 85{,}6 \cdot \frac{1}{2} + 270 \cdot 0{,}43 = 159\text{ t},$$

$$H^3_{\Delta=1} = 0;$$

und es wird

$$H_{\text{radial}} = 2\left(318{,}6 + 2\cdot 256{,}5\cdot\frac{1}{2}\sqrt{3} + 2\cdot 159\,\frac{1}{2}\right) = 1837\text{ t};$$

$$V^0_{\Delta=1} = -V^6_{\Delta=1} = \frac{542}{10} - 318{,}6\,\frac{5{,}0}{10{,}0} = -105\text{ t},$$

$$V^1_{\Delta=1} = -V^5_{\Delta=1} = \frac{424}{10} - 256{,}5\,\frac{5{,}0}{10{,}0} = -85\text{ t},$$

$$V^2_{\Delta=1} = -V^4_{\Delta=1} = \frac{270}{10} - 159\,\frac{5{,}0}{10{,}0} = -52\text{ t},$$

$$V^3_{\Delta=1} = 0.$$

Fall II.

$$E\,J\,\beta = 1743{,}9 + 2{,}5\cdot 120{,}9 = 2046{,}15.$$

Für $-E\,J\,\Delta = 1000$ ist:

$$S_\Delta = \frac{1000}{2046{,}15} = 0{,}488.$$

Dann beträgt

$$H_{\text{tangential}} = 2\cdot 0{,}488\left(\frac{1}{4}+\frac{3}{4}+1+\frac{3}{4}+\frac{1}{4}\right) = 2{,}918\text{ t},$$

$$M_{s\Delta=1} = 2\cdot 0{,}488\cdot 5{,}0\left(\frac{1}{2}\cdot\frac{1}{2}\sqrt{3}+\frac{1}{2}\cdot\frac{1}{2}\sqrt{3}\right)2 = 4{,}226\text{ tm}.$$

Zusammenfassung.

$$\mathfrak{H} = 1837 + 2{,}918 = 1840\text{ t},$$

$$\Delta = \frac{H}{\mathfrak{H}} = \frac{10}{1840} = 0{,}005\,44\text{ m}.$$

Die mit Δ multiplizierten Werte sind in nachstehender Tabelle eingetragen.

Punkt	$M_{\Delta=1}$	$H_{\Delta=1}$	$V_{\Delta=1}$	S_Δ	M	H	V	S
0	542	318,6	— 105	0	4,35	1,73	— 0,57	0
1	424	256,5	— 85	0,244	3,38	1,345	— 0,462	0,00133
2	270	159	— 52	0,423	2,17	0,863	— 0,283	0,0023
3	0	0	0	0,488	0	0	0	0,00265
4	— 270	— 159	52	0,423	2,17	— 0,863	0,283	0,0023
5	— 424	— 256,5	85	0,244	3,38	— 1,345	0,462	0,00133
6	— 542	— 318,6	105	0	4,35	— 1,73	0,57	0

$$M_s = 4{,}226 \cdot 0{,}00544 = 0{,}023\text{ tm}.$$

Dieses Moment verteilt sich auf alle Rippen, ist aber so gering, daß es ohne weiteres vernachlässigt werden kann, wie überhaupt der Einfluß der Verwindungsmomente gering ist.

Die Reaktionen wurden in Abb. 8 eingetragen.

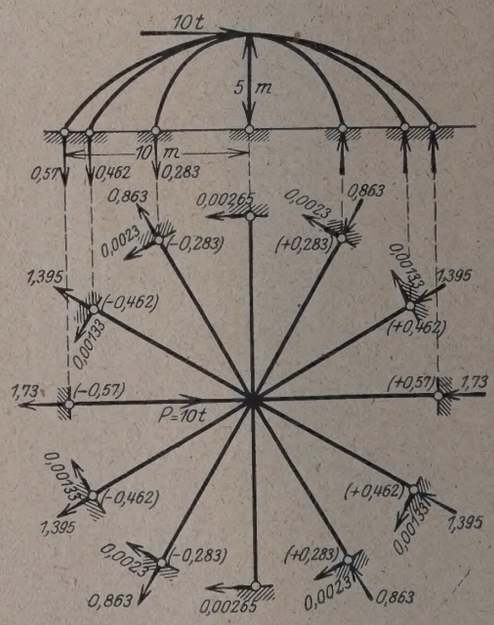


Abb. 8.

DAS STETIGE STRÖMEN IN RÖHREN AN EINEM KRITISCHEN BEISPIEL.

Von Geheimen Baurat Graevell, Berlin-Karlshorst.

Unter dem stetigen Strömen in Röhren wird meisthin eine fließende Bewegung in geschlossenen, voll gefüllten Röhrenleitungen verstanden, wo die Röhrenfüllung durch die geschlossene Kette der Normalspannungen gleichsam unter einem zentralen symmetrischen inneren Druck steht, der die Anordnung der Bewegung in parallele Schichten in eine konzentrische Gestaltung überführt, wobei nur die einzelnen Stromfäden parallel der Rohrachse sich fortbewegen, die geschichtete (laminare) Bewegung also in eine konzentrisch parallele umgewandelt ist. Die Neigung zu einer solchen wird nach Bazin aber schon von halbkreisförmigen Röhren an beobachtet. Durch diese Umwandlung des Gefüges wird indessen die Gesetzmäßigkeit des Fließens kaum berührt, so daß bei sinngemäßer Anwendung die Beziehungen und Formeln in allgemeiner Fassung sowohl für geschlossene Rohrleitungen wie offene Gerinne gültig sind.

Die ringförmige reine geschichtete Fließbewegung hat aber als solche nur Bestand, wenn die Einflüsse der Rohrwandungen sowie die Wassermenge sich in mäßigen Grenzen halten und keine wirren, zu Wirbelungen neigenden, unregelmäßigen Bewegungen veranlassen, welche zur Bewegung in sogen. Schlieren führen, wie sie sich beispielsweise bei dem Abzug des Rauches sichtbar bilden. Ein stetiges Strömen ist aus sich, also unter der alleinigen Einwirkung des Eigengewichts ohne fremdes Zutun, nur bei unvollkommenen, im Gegensatz zu den vollkommenen oder idealen Flüssigkeiten, die natürlicherweise in der Wirklichkeit nicht vorkommen, möglich, welche erstere zähflüssig und dadurch befähigt sind Widerstände auszubilden und schiefe Spannungen zu leisten. Es wird durch die bewirkte Widerstandsarbeit der Beschleunigung der Bewegung durch die konstante Krafteinwirkung, wie sie die Schwere ist, eine entsprechende Verzögerung entgegengestellt, welche einen Ausgleich auf Grundlage einer bestimmten, dem Gleichgewicht entsprechenden Geschwindigkeit herbeiführt und so eine stete gleichförmige Strömung verursacht. Zur Versinnbildlichung dieses Bewegungszustandes darf für praktische Zwecke der Bewegungswiderstand der bewegenden Kraft, und zwar für die Gleichgewicht gebende Geschwindigkeit gleich gesetzt werden. Das natürliche Strömen ist, entgegen dem idealen, keine potentielle, also wirbelfreie Bewegung mehr. Die bewegte Flüssigkeit — in dieser Abhandlung soll es sich lediglich um Wasser handeln — vermag daher noch Nebenarbeit, somit auch Wärmeentwicklung zu veranlassen. Die Fließbewegung des Wassers wird bewirkt durch seine Schwere infolge des vorhandenen, und zwar des Gefälles des Schwerpunkts des Wasserlaufes, welches bei offenen Leitungen und bei gleichförmigem Fließen mit dem Oberflächen- oder Spiegelgefälle zusammenfällt. Bei dieser Art der Bewegung ist die Ausflußgeschwindigkeit nach Newton richtigerweise, im Gegensatz zu der bisher meist üblichen Ansicht des Toricelli, wie sich unschwer nachweisen läßt,

$$v = K\sqrt{2g\frac{t}{2}} = K\sqrt{gt}.$$

Die Bewegungsgesetze der strömenden Flüssigkeiten sind durch die bekannten Eulerschen Gesetze, welche die Kräfte und Beschleunigungen nach den drei Achsenrichtungen des Raumes bestimmen sowie ferner der allgemeine Kontinuitätsgleichung, welche den nötigen Zusammenhalt der Flüssigkeit wahrt, des näheren festgelegt. Diese Gesetze gelten nur für ideale Flüssigkeiten. Durch entsprechende Zusätze für die Bewegungswiderstände werden indessen aus ersteren Beziehungen die sogen. Navierschen Gleichungen erhalten, die für zähe Flüssigkeiten, in erster Linie für ein geschichtetes Fließen, und durch passende Ausgestaltung der Widerstandsbeiwerte auch für ein turbulentes Strömen anwendbar sind.

Die Widerstände, welche sich dem Fließen entgegensetzen, sind im wesentlichen teils molekulare Kräfte wie die Kohäsion und die ihr verwandte Adhäsion — eine Art äußerer Kohäsion — teils die Wand- und innere Reibung und teils außerordentliche innere Hinderungen, welche sich in Wirbelungen, Vibrationen (Wellenbildungen), Querströmungen, Schwankungen (Pulsationen) usw. äußern und unter der Bezeichnung der Turbulenz zusammengefaßt werden können.

Die Adhäsion äußert sich augenfällig in der Benetzung der Wandungen. Tritt eine solche sichtliche Wirkung dem Material zufolge aber nicht ein, so ist zwar immer noch eine Adhäsion vorhanden, diese übertrifft aber dann nicht mehr die Größe der Kohäsion. Die letztere folgt bekanntlich Gesetzen, die denen der Reibung fast entgegengesetzt sind. Die Kohäsion ist nämlich proportional der Größe der berührten Fläche (Wandumfang = U), und zwar dem Quadrat derselben, entsprechend der molekularen Flächenarbeit bzw. der dabei tätigen lebendigen Kraft im stetigen Fließen. Die Kohäsion ist aber wiederum umgekehrt proportional der strömenden Wassermenge, bei festen Körpern bekanntlich der starken Durchfeuchtung. Nahe Berührung und starke Anpressung wirken günstig, somit enge Röhren und Ruhe. Die Strömungsgeschwindigkeit wirkt im einfachen Verhältnis fördernd. Für die Zeiteinheit kann daher der Widerstand der Kohäsion und Adhäsion in der Fassung gegeben werden:

$$W_0 = \frac{2\eta U^2 v}{F},$$

wobei F die Querschnittsfläche bezeichnet. Wird diese verzögernde Kraft der bewegenden Kraft gleich gesetzt, so entsteht beim relativen Gefälle J die Beziehung

$$W_0 = \gamma F J = \frac{2\eta U^2 v}{F}.$$

Hieraus folgt die Größe der Geschwindigkeit der Bewegung in m/sek.

$$v = \frac{\gamma F^2 J}{2\eta U^2} = \frac{\gamma R^2 J}{2\eta}.$$

Der Profilradius (die hydraulische Tiefe) $R = \frac{F}{U}$ ist bei dem lichten Rohrdurchmesser D:

$$R = \frac{D}{4},$$

daher wird auch

$$v = \frac{\gamma D^2 J}{32\eta}.$$

Dies ist die bekannte Formel für das Fließen in Haarröhrchen von Reynolds. Der Beiwert η ist stark von der Temperatur abhängig, indem naturgemäß bei deren Erhöhung die Dünnflüssigkeit zu-, also die Zähigkeit und somit die Kohäsion abnimmt. Der Beiwert η ist für Wasser von Poiseuille des näheren zu

$$\eta = \frac{0{,}000\,018\,14}{1 + 0{,}0337\,T + 0{,}000\,22\,T^2}\ g\ \sec\ cm^{-2}$$

bestimmt worden, worin T die Temperatur in C^0 ist. Das Fließen unter dem überwiegenden Einfluß der widerstehenden molekularen Kräfte ist nur in Haarröhrchen möglich, welche

diese Widerstände als dauernd wirksam und Oberflächenspannungen bildend noch auftreten lassen, während eine stärkere und reichlichere Wasserbewegung sie nicht mehr genügend wirksam hervortreten läßt, um anderen stärkeren Einflüssen Platz zu machen, so daß erstere praktisch vernachlässigt bzw. in die anderen Widerstandsquellen aufgeteilt werden können. Die kritische Grenzgeschwindigkeit zum Erlöschen des molekularen Fließens und zum Übergang nach dem gewöhnlichen Strömen, wobei zunächst das reinere geschichtete Fließen in den Vordergrund tritt, wird durch die Gleichungen erhalten:

$$v = \frac{\gamma D^2 J}{32 \eta} \text{ und } v = \lambda \sqrt{R J} = \frac{\lambda}{2} \sqrt{D J},$$

welche nach Eliminierung von J die Beziehung ergeben:

$$\frac{32 \eta v}{\gamma D^2} = \frac{4 v^2}{\lambda^2 D},$$

woraus folgt: $$\text{Krit. } v_{01} = \frac{8 \eta \lambda^2}{8 D} = \text{konst.} \frac{\eta}{\gamma D}.$$

Nach Reynolds ist für Wasser und die Temperatur T:

$$\text{Krit. } v_{01} = \frac{1}{43{,}79 (1 + 0{,}0337\, T + 0{,}000\,221\, T^2) D} \text{ in m.}$$

Die Höhe dieser Grenzscheide hängt aber, wie sich durch Untersuchungen erwiesen hat und nach den vorhergehenden Ausführungen nahe liegt, von der Ruhe und Wärme der strömenden Flüssigkeit ab, indem in solchen Zuständen die Grenze nicht unwesentlich hinausgeschoben werden kann. Biel hat noch eine weitere obere Geschwindigkeitsgrenze angenommen, wo in der diesbezüglichen Zwischenstrecke das Verhältnis J : v veränderlich sein soll. Für das hier vorgeführte Berechnungsbeispiel ist die untere Grenzgeschwindigkeit nach der Formel von Reynolds für Wasser von 10^0 C $v_{01} = 0{,}021$ m, also sehr gering und daher praktisch meist wohl ohne Bedeutung. Eine ähnliche Übergangsphase von v_{01} bis zur Geschwindigkeit 1,20 oder 1,325 v_{01}, daher $v_{02} = 0{,}025$ bzw. 0,028 m, haben auch Barnes und Cokes gefunden, während von Blasius das Vorhandensein einer eigentlichen oberen Grenzscheide überhaupt bestritten wird.

Für das rein geschichtete Fließen außerhalb des molekularen Fließens sind die Wandreibung und die damit im Zusammenhang stehende regelmäßige innere Reibung die Hauptwiderstände. Die Wandreibung hängt erfahrungsgemäß ab von der Größe des benetzten Umfangs, von einer höheren Potenz der Geschwindigkeit, als welche erstere nach den in der Schiffbaukunde gemachten Versuchen im Durchschnitt der Wert von etwa 1,85 angesehen werden darf und ferner von dem Reibungsbeiwert. Für die Reibung von Wasser an Wasser in allseitiger (volumetrischer) Bewegung wäre der zehnfache Betrag (eine Dezimale) der Reibung mit rund $10 \cdot 0{,}01 = 0{,}10$ einzuführen. Der Strömungswiderstand nimmt versuchsgemäß mit der Länge des Körpers wesentlich ab. Dieser Einfluß kann bei der fließenden Welle durch die mittlere Tiefe zum Ausdruck gebracht werden. Der Ausdruck für den Widerstand der Wandreibung lautet daher für die Zeiteinheit:

$$W_1 = \frac{K_1}{\sqrt{t}} U v^{1{,}85} \text{ in kg.}$$

Für die innere Reibung infolge der verschiedenen Geschwindigkeit der einzelnen Stromfäden bzw. Bewegungspartikel ergibt sich ein Widerstand von

$$W_1' = \frac{K_1'}{\sqrt{t}} F \left(\frac{p}{2}\right),$$

wobei K_1' den Beiwert der Reibung für Wasser an Wasser und p das Verhältnis des Unterschiedes der größten zur kleinsten Geschwindigkeit im Profil zur mittleren Geschwindigkeit, im Mittel also etwa zur Hälfte, somit $p = \frac{\text{max. v} - \text{min. v}}{\text{mittl. v.}}$ annähernd darstellen.

Die Turbulenz kann in Beziehung auf ihre Hinderung der Fließbewegung wie vor erfahrungsgemäß bewertet werden durch ihren Widerstand

$$W_2 = \frac{K_2}{t} F v^{2{,}5}.$$

K_2 beträgt hier, wie zuvor schon bemerkt, rund 0,10. Für einen abgegrenzten Längenkörper der Länge L, der Breite B und des eingetauchten größten Querschnitts F beträgt dieser Sonderwiderstand angenähert etwa

$$W_2 = \frac{10 E B v^{2{,}5}}{\sqrt{B^2 + 2 L^2}},$$

wobei E das Verhältnis der vorliegenden Form zu der bei Schiffen vorkommenden (etwa 1 bis 3) darstellt. Werden die verschiedenen Bewegungswiderstände zusammengezählt, sodann der bewegenden Kraft $\gamma F J$ gleichgesetzt und unter Beachtung von $R = \frac{F}{U}$ nach v aufgelöst, so ergibt sich die allgemeine Geschwindigkeitsformel des Verfassers:

$$v = \sqrt[1{,}85]{\frac{\gamma R J}{\frac{K_1}{\sqrt{t}} + \frac{K_2' R}{\sqrt{t}} \left(\frac{p}{2}\right)^{1{,}85} + \frac{K_2 R v^{0{,}65}}{t}}},$$

welche für offene wie geschlossene Leitungen sowie für freie Wasserläufe gilt.

Die innere Reibung läßt sich bei den Versuchen nur schwer von der Wandreibung trennen, gegen die sie nur einen geringen Teil am Beitrag zum Gesamtwiderstand ausmacht. Diese beiden Reibungswiderstände können daher praktisch ohne großen Irrtum zusammengefaßt werden. Die gemeinsamen Beiwerte halten sich dann in den Grenzen von etwa 0,10 bis 1,20. Sie haben Ähnlichkeit mit den diesbezüglichen Rauhigkeitswerten der Geschwindigkeitsformel von Bazin. Die zusammengezogene allgemeine Geschwindigkeitsformel des Verfassers lautet daher:

$$v = \sqrt[1{,}85]{\frac{\gamma R J}{\frac{K_1}{\sqrt{t}} + \frac{K_2 R v^{0{,}65}}{t}}}.$$

Bei außergewöhnlichen Hineinragungen in das Profil (Verwachsungen, Felsen usw.), die dasselbe teilweise stark einschränken, wäre der Beiwert K_2, oder auch K_1, angemessen zu erhöhen gemäß der Störung, in der Weise, daß K_2 einen Teilwert seiner und von K_1 erhalten würde je nach der Größe des Hindernisses und des behinderten Profilraumes. In der Gleichung stellt im Nenner das erste Glied den Einfluß der Wand- und inneren Reibung, das zweite Glied denjenigen der Turbulenz dar. Überwiegt erstere, wird somit für die Grenzscheide das zweite Glied gleich Null, so entsteht als die untere Grenze der Turbulenz bzw. der oberen der reinen laminaren Bewegung der kritische Ausdruck:

$$\text{krit. lam.}_1 \text{ turb.}_0 \; v = \sqrt[1{,}85]{\frac{\gamma R J t}{K_1}}.$$

Die turbulente Bewegung wird allein führend, wenn das zweite Glied im Nenner zu Null wird. Es ist dann als Grenze für das Überwiegen der turbulenten Einflüsse der Ausdruck maßgebend:

$$\text{krit. turb}_1 \; v = \sqrt[1{,}85]{\frac{\gamma J t}{K_2 v^{0{,}65}}}.$$

Die Bewegung ist somit von R unabhängig. Sie kann als ein zwangsläufig geführter Wasserstrahl mit fast gleichmäßig über das Profil verteilter Geschwindigkeit aufgefaßt werden, im Gegensatz zum freien Wasserstrahl, der rein

laminaren Bewegungsgesetzen, also mit parabolischer Verteilung der Geschwindigkeit über den Querschnitt folgt. Als freier Strahl gelten auch die Überfälle bei Wehren und ähnlichen Anlagen, wo indessen der Zu- und Abfluß gewöhnlich turbulent stattfindet. Ein reines laminares Fließen ist nur bei langsamem Strömen, geringer Wassermenge in engen und nicht zu rauhen Leitungen möglich.

Zu dem in Aussicht genommenen Beispiel ist das von Bazin für einige bekannte Untersuchungen verwandte glatte Zementrohr von 0,80 m l. Weite mit einem Geschwindigkeitsbeiwert von 54,9, entsprechend einem Rauhigkeitswert von 0,29 der Bazinschen Skala, und wegen der Einfachheit ein Gefälle von 1 : 1000 gewählt worden. Danach ist dessen Wandung nicht sehr glatt. Sie wird etwa einem Rauhigkeitsgrad von rund 0,27 der zusammengezogenen Geschwindigkeitsformel des Verfassers entsprechen.

Es ist nun $R = \frac{D}{4} = \frac{0{,}80}{4} = 0{,}20$ m

und daher die mittlere Geschwindigkeit:

$$\text{mittl. } v = 54{,}9\sqrt{0{,}20 \cdot 0{,}001} = 0{,}774 = \text{rund } 0{,}78 \text{ m}.$$

Nach den Untersuchungen von Bazin hat sich gefunden:

$$\text{max. } v - \text{mittl. } v = 9{,}03\sqrt{R\,J} = 9{,}03\sqrt{0{,}2 \cdot 0{,}001} = 0{,}127 = \text{rund } 0{,}13 \text{ m}$$

Der Halbmesser r für mittl. $v = 0{,}74\frac{D}{2} = 0{,}74 \cdot 0{,}4 = 0{,}296$

$$= \text{rund } 0{,}30 \text{ m},$$

$$\text{mittl. } v : \text{max. } v = 0{,}856,$$

daher $$\text{max. } v = \frac{0{,}774}{0{,}856} = 0{,}904 = \text{rund } 0{,}91 \text{ m},$$

$$\text{max. } v - \text{mittl. } v = 0{,}91 - 0{,}78 = 0{,}13 \text{ m}, \text{ w. z. b. w.}$$

Nach zahlreichen genauen Messungen haben Williams, Hubell und Fenkell abgeleitet:

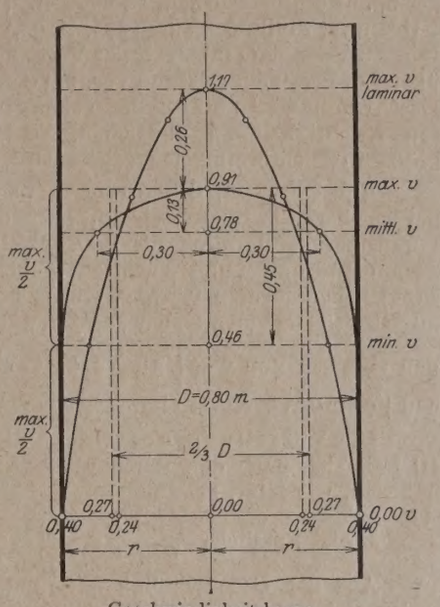
$$\text{mittl. } v = 0{,}84, \text{ max. } v = 0{,}84 \cdot 0{,}91 = 0{,}765 = \text{rund } 0{,}77 \ (- 1 \text{ vH}),$$

die Umfangsgeschwindigkeit:

$$\text{Umfg. } v = 0{,}50, \text{ max. } v = 0{,}5 \cdot 0{,}91 = 0{,}455 = \text{rund } 0{,}46 \text{ m}.$$

Bemerkenswerte Unregelmäßigkeiten zeigten sich an den Stellen $r = 0{,}6\frac{D}{2} = 0{,}6 \,.\, 0{,}4 = 0{,}24$ m. Die Abschlußkurve der Schaubilder für die Geschwindigkeit wurde, wie von Bazin, als eine halbe Ellipse erkannt. Auch Freeman kommt zu übereinstimmenden Ergebnissen mit vorgenannten Untersuchungen. Nach Christen soll sich aber eine Parabel 8. Ordnung der Form $v = \text{konst.}\sqrt[8]{r_0 - r}$ noch besser zum Abschluß eignen, wobei allerdings im Scheitel eine kleine, aber doch ungehörige Schneide entsteht. Nach Freeman ist bei einem Ausfluß aus einem konischen Mundstück mittl. v : max. v = 0,97, daher max. v = 0,78 : 0,97 = 0,804 = rund 0,81 m. Es wird dadurch das Verhältnis der größten Geschwindigkeit über die mittlere von 14 auf 3 vH herabgemindert.

Die beigefügte Zeichnung stellt ein Schaubild der Geschwindigkeitsverteilung im Längenprofil dar. Die schlanke Kurve nach einer gemeinen Parabel zeigt die Geschwindigkeitsverteilung für ein rein laminares Strömen, die dann durch die Wirkung der Turbulenz abgestumpft gestaucht wird. Die Geschwindigkeitsfläche bleibt dabei erhalten, da die aus der verbleibenden gemeinsamen Kernfläche heraustretende Fläche an der Spitze den Flächenstücken an den beiden Seiten gleich ist. Die unsicheren Stellen bei r = 0,24 m erklären sich leicht durch ihre Lage an den Schnittstellen der beiden Geschwindigkeitskurven, wo demnach infolge der Übergänge in den wirren Äußerungen der Turbulenz sich in empfindlicherer Weise zuerst ändernde Erscheinungen bemerklich machen werden. Durch verschiedentliche Forscher ist es wahrscheinlich geworden, daß die Turbulenz über den größten Teil des Querschnitts, natürlich nach dem Mittelpunkt zu, konstant ist. In kreisförmigen Röhren bleibt sie über etwa zwei Drittel des Halbmessers (0,27 m), von der Mitte aus gerechnet, konstant, um erst an der Wand rasch abzusinken. Ein solcher Abfall findet bei rechteckigen Querschnitten offenbar nach den Ecken zu statt. Es kann jetzt angenommen werden, daß an der Wandung selbst das Wasser in Ruhe sich befindet, daß von da ab eine ganz dünne Übergangsschicht bis zur Wandgeschwindigkeit — der kleinsten Geschwindigkeit im Profil — folgt, in welcher anscheinend nur eine geringe, und zwar laminare Fortbewegung stattfindet. Aus dem Schaubild ist ersichtlich, daß der zentrale Kern der konstanten Turbulenz von etwa zwei Drittel des Halbmessers annähernd mit den vorerwähnten unsicheren, schwankenden Stellen bei den Kurvenkreuzungen zusammenfällt, welche Tatsache die Sachlage der inneren Bewegung aufklärt. Mit wachsender Rauhigkeit nimmt das Verhältnis von mittl. v : max. v ab, da ja die Turbulenz die Gegensätze in den Geschwindigkeiten im Profil auszugleichen sucht. Nach dem Beispiel ist das Verhältnis der in dem Schaubild für die Geschwindigkeit die der Wirkung der reinen Turbulenz entsprechende zurückgedrängte Geschwindigkeitsfläche an der Spitze und die gleich großen Herausdrückungen an den Seiten zur ganzen Geschwindigkeitsfläche für ein laminares Strömen wie $\frac{2 \cdot 0{,}075}{0{,}638} = 0{,}24 = 24$ vH. Aus der Geschwindigkeitsformel ergibt sich das Verhältnis der Hinderungen durch die reine Turbulenz zu denen bei der laminaren Bewegung nach den diesbezüglichen Werten im Nenner zu $\sqrt[1{,}85]{\frac{0{,}021}{0{,}303}} = \text{rund } 0{,}24 = 24$ vH. Es herrscht also, wie zu erwarten war, Übereinstimmung inbetreff der Wirkungsweise der inneren Bewegung nach Formel und graphischer Darstellung auf Grundlage der Versuche, was wiederum für die Richtigkeit der betreffenden Formel des Verfassers spricht.



Geschwindigkeitskurve.

Die Geschwindigkeitsformel des Verfassers gibt eine Übersicht über den jeweiligen Zustand und die Größe der wesentlichsten Bewegungshindernisse. Es ist für die zusammengezogene Fassung der Formel:

$$v = \sqrt[1{,}85]{\frac{1000 \cdot 0{,}20 \cdot 0{,}001}{\frac{0{,}27}{\sqrt{0{,}80}} + \frac{0{,}1 \cdot 0{,}20}{0{,}80} \cdot 0{,}78^{0{,}65}}} = 0{,}771 \text{ m } (- 0{,}3 \text{ vH.}).$$

Die Turbulenz fängt an fühlbar zu werden bei

$$v = \sqrt[1{,}85]{\frac{1000 \cdot 0{,}20 \cdot 0{,}001 \cdot \sqrt{0{,}80}}{0{,}27}} = \text{rund } 0{,}82 \text{ m}.$$

Sie überwiegt bestimmend bei

$$v = \sqrt[1{,}85]{\frac{1000 \cdot 0{,}001 \cdot 0{,}80}{0{,}10 \cdot 0{,}78^{0{,}65}}} = 3{,}36 \text{ m},$$

wobei dann ein Fließen in Form eines zwangsläufigen Wasserstrahls stattfindet.

Die Geschwindigkeitsparabel für die obige kritische Grenzgeschwindigkeit von 3,36 m besitzt eine Scheitelhöhe von $1{,}5 \cdot 3{,}36 = 5{,}04$ m. Es hat dann die Kurve eine mittlere Seitenneigung von annähernd rund $\frac{0{,}40}{5{,}04} = 0{,}08$ entsprechend einem Neigungswinkel von $4^0\ 30'$ und einem Spitzenwinkel von 9^0. Die Größe dieses Winkels entspricht beim Strömen in allmählich sich verengenden bzw. erweiternden Rohrleitungen einem Zustand, wo die Bewegungswiderstände anfangen sehr gering, also unwesentlich, zu werden. (Vergl. die Versuche von Fliegner, Zivilingenieur 1875, S. 98.) Es liegt somit bei der inneren Bewegung inbetreff der Verteilung der Geschwindigkeit über das Profil ein Zustand vor, bei dem sich der Ausgleich der Geschwindigkeiten infolge der Turbulenz anfängt mit der größten Leichtigkeit zu vollziehen, wodurch anscheinend eine größere Gleichförmigkeit erreicht wird.

Ein Übergang des Strömens in ein sogen. Schießen, bei welchem die Fließgeschwindigkeit der Wellenfortpflanzung vorausläuft und durch diese Überholung eigentümliche Bewegungsstörungen und Wärmeentwicklungen (natürliche Bremsung) hervorzurufen vermag, würde bei der größten bzw. gemittelten Tiefe von 0,80 bzw. 0,63 m unter Umständen zwischen den Grenzen von $v = \sqrt{2\,g\,\frac{t}{2}} = \sqrt{g\,t}$, also $\sqrt{9{,}81 \cdot 0{,}80} = 2{,}80$ m und $\sqrt{9{,}81 \cdot 0{,}63} = 2{,}48$ m eintreten können.

Die Verteilung der Geschwindigkeiten im Profil läßt sich nach den Berechnungsweisen des Verfassers annähernd, wie folgt, bestimmen.

Es ist nämlich: $\frac{\text{mittl. } t}{\text{max. } t} = \frac{0{,}63}{0{,}80} = \text{rd. } 0{,}80.$

Aus der Geschwindigkeitsformel ergibt sich mit allgemeiner Gültigkeit:

In der Vertikalen:

$$\frac{\text{mittl. } v}{\text{min. } v} = \sqrt[1{,}85]{\frac{\frac{2\,K_1}{\sqrt{t}} + \frac{K_2 R\, v^{0{,}65}}{t}}{\frac{K_1}{\sqrt{t}} + \frac{K_2 R\, v^{0{,}65}}{t}}}$$

$$= \sqrt[1{,}85]{\frac{\frac{2 \cdot 0{,}27}{\sqrt{0{,}8}} + \frac{0{,}10}{0{,}80} \cdot 0{,}2 \cdot 078^{0{,}65}}{\frac{0{,}27}{\sqrt{0{,}80}} + \frac{0{,}10 \cdot 0{,}2}{0{,}80}\, 0{,}78^{0{,}65}}} = 1{,}41;$$

im Profil:

$$\text{min. } v = \frac{0{,}78}{1{,}41} \cdot 0{,}80 = 0{,}45 \text{ m } (-2 \text{ vH}).$$

In der Vertikalen:

$$\frac{\text{mittl. } v}{\text{max. } v} = \sqrt[1{,}85]{\frac{\frac{K_2}{\sqrt{t}} + \frac{K_2 R\, v^{0{,}65}}{t}}{\frac{K_1}{\sqrt{t}} + \frac{K_2 R\, v^{0{,}65}}{t}}}$$

$$= \sqrt[1{,}85]{\frac{\frac{0{,}10}{\sqrt{0{,}8}} + \frac{0{,}1 \cdot 0{,}2}{0{,}8} \cdot 0{,}78^{0{,}65}}{\frac{0{,}27}{\sqrt{0{,}80}} + 0{,}1 \cdot 0{,}2 \cdot 0{,}78^{0{,}65}}} = 0{,}65;$$

im Profil:

$$\text{max. } v = \frac{0{,}78}{0{,}65} \cdot 0{,}80 = 0{,}96 \text{ m } (+5 \text{ vH}).$$

Nach einer anderen gleichfalls allgemein gültigen Methode, welche sich auf die Verteilung der Geschwindigkeiten im Profil und der sie erzeugenden Kräfte stützt, ist bei dem Verhältnis: $\frac{\text{mittl. } R}{\text{max. } R} = \frac{0{,}18}{0{,}20} = 0{,}90$:

In der Vertikalen:

$$\frac{\text{min. } v}{\text{mittl. } v} = \sqrt[2{,}85]{\frac{2\,d}{t_m} \cdot \frac{t_m}{t_{max}}} = \sqrt[2{,}85]{\frac{2 \cdot 0{,}12}{0{,}63} \cdot \frac{0{,}63}{0{,}80}} = 0{,}655;$$

im Profil:

$$\text{min. } v = 0{,}655 \cdot 0{,}90 = 0{,}46 \text{ m } (\pm 0 \text{ vH}).$$

In der Vertikalen:

$$\frac{\text{max. } v}{\text{mittl. } v} = \sqrt[2{,}85]{\left(\frac{t_m}{b} - \frac{a}{b} \cdot \frac{2\,d}{t_m}\right)\frac{t_{max}}{t_m}} = \sqrt[2{,}85]{\left(\frac{0{,}63}{0{,}32} - \frac{1 \cdot 0{,}24}{0{,}63}\right)\frac{0{,}80}{0{,}63}} = 1{,}29;$$

im Profil:

$$\text{max. } v = 1{,}29 \cdot 0{,}90 = 0{,}91 \text{ m } (\pm 0 \text{ vH}).$$

Hierin sind im gemittelten rechteckigen Querprofil von 0,80 m Breite und 0,63 m Höhe a und $b = \frac{0{,}63}{2} = 0{,}315$ m die Abstände des Schwerpunktes von der Oberfläche bzw. Sohle und $d = 0{,}12$ der Abstand der Schwerpunkte von Fläche und benetztem Umfang voneinander.

Es ist immerhin nicht leicht, auf Anlagen, deren nähere Verhältisse doch nur oberflächlich bekannt geworden sind, vergleichsweise andere Berechnungsweisen anzuwenden, insbesondere Rauhigkeitswerte eingehend festzustellen. Es sind dann deshalb auch im allgemeinen wohl nur näherungsweise Übereinstimmungen zu erwarten. Bei den vorhergehenden Berechnungen ist aber eine ganz befriedigende Übereinstimmung erreicht worden. Es geht daraus hervor, daß die hier angewandten Berechnungsweisen und Formeln des Verfassers als im wesentlichen richtig angesehen und zu praktischer Anwendung geeignet befunden werden dürfen. Die Geschwindigkeitsformel hat in der Fassung eine gewisse Verwandschaft mit den bekannteren neueren Geschwindigkeitsformeln wie u. a. von Blasius, Biel, Flamant, Lange und Kutter, die ebenfalls den verschiedenen Bewegungshindernissen besondere Rechnung tragen.

Die Abmessungen der Rohrleitungen können zur Berechnung kommen für neue Leitungen, für Dauerbetrieb und für alte Rohre. Es empfiehlt sich, da doch auch neue Leitungen schließlich in den meisten Fällen für Dauerbetrieb bestimmt sind, diese danach zu bemessen. Um aber eine Gewißheit zu haben, inwieweit eine Sicherheit inbetreff zeitlicher Ansätze vorhanden ist, dürfte es zweckmäßig sein, die Abmessungen der Rohre zunächst als neue zu ermitteln und dann auf Grund der Erfahrung oder sonstiger möglichen Anhalte für eine etwaige spätere Verengung des Querschnitts und Rauhigkeitszunahme einen geeigneten Zuschlag zu geben. Es würden allerdings in manchen Fällen die bestehenden Querschnittstabellen für Rohrleitungen für Dauerbetrieb nicht benutzt werden können. Die Formeln und Tabellen für Dauerbetrieb haben nur volle Gewißheit, wenn die Gewähr für die Reserve an Spielraum im Querschnitt als angemessen erachtet werden kann, ohne einerseits zu knapp, anderseits zu verschwenderisch, also unwirtschaftlich, zu sein. Die Formel von Blasius gilt als mehr theoretischer Ausdruck nur für ganz glatte Rohre. Für neue Leitungen kommen die Formeln von Lang, Kutter und Flamant, für Dauerbetrieb die Formeln ebenfalls von Lang, Kutter und Flamant sowie ferner von Biel in Betracht. Bei alten Rohren empfiehlt es sich, tunlichst den wirklichen örtlichen Verhältnissen erfahrungsgemäß ausgiebig Rechnung zu tragen. Tabellenwerke sind nur ratsam zu benutzen, wenn die Grundlage zu deren Berechnung und der für eventuell zu erwartende Querschnittsverengungen gegebene Sicherheitsgrad wohl bekannt und für den vorliegenden Fall auch als zulässig angesehen werden darf. Auf jeden Fall ist es von großem Wert, wenn die Beschaffenheit des Leitungswassers, namentlich sein Verhalten zu zeitlichen Ablagerungen und Ansätzen in verläßlicher Weise bekannt ist.

AUSNUTZUNG DER WINDKRAFT DURCH WASSERKRAFTANLAGEN.

Von Regierungsbaumeister Seboldt.

Die heutige Notlage in unserem Wirtschaftsleben ist bekanntlich zu einem großen Teil auf den Mangel an Kohlen zurückzuführen. Man strebt deshalb den schleunigen Ausbau der Wasserkräfte an und versucht auch andere natürliche Energiequellen, z. B. durch Ausnutzung der Ebbe und Flut oder neuerdings durch Nutzbarmachung der Luftelektrizität zu erschließen.

Verhältnismäßig wenig ist noch geschehen, um die in täglichen Luftströmungen enthaltenen bedeutenden Kräfte für das praktische Leben nutzbar zu machen, obwohl die Verwendung des Windes im Kleinen durch Windmühlen schon seit vielen Jahrhunderten bekannt ist. Die Ursache liegt im steten Wechsel der Häufigkeit und Stärke des Windes, welcher ohne besondere Vorkehrungen keine Belieferung durch dauernde und gleichmäßige Kraftmengen, wie bei Wasserkraftanlagen, zuläßt. Eine nach heutigen Gesichtspunkten großzügige und wirtschaftliche Ausnutzung der Luftströmungen ist also nur möglich, wenn es gelingt, die Windkräfte mit geringen Kosten durch Energieumwandlung so aufzuspeichern, daß die Kraftentnahmestellen gleichmäßig gespeist werden können.

In Nr. 29 dieses Jahrgangs der Zeitschrift des Vereins Deutscher Ingenieure ist auf die Bedeutung der Windausnutzung hingewiesen worden. Danach übertrifft die in Deutschland im Mittel verfügbare Windleistung alle verfügbaren Wasserkräfte um ein Vielfaches. Es wird auch hierbei die Umwandlung der Windkraft in Elektrizität besprochen und zugegeben, daß eine dann unbedingt notwendige Sammelbatterie ein Drittel der Gesamtanlagekosten ausmacht und daß so lange an Verwertung der Energie stärkerer Winde nicht zu denken ist, bis eine Möglichkeit billigerer Aufspeicherung besteht.

Diese Möglichkeit ist aber vorhanden! Ich möchte im Folgenden meine Idee hierüber skizzieren und in der trotz ihrer Wichtigkeit vernachlässigten Angelegenheit Anregungen geben, von denen ich hoffe, daß sie gelegentlich Aufmerksamkeit finden werden.

Der voraussichtlich allein gangbare Weg zur Windnutzung besteht in der Aufspeicherung der durch Windkraft hoch gepumpten Wassermassen. Dieser Weg wurde bei Anlage kleinerer Wasserversorgungs- und Bewässerungsanlagen bereits beschritten. In Argentinien sind vor dem Krieg jährlich 12—15 000 Windräder zu diesen Zwecken aufgestellt worden. Der Zweck war aber nicht eigentlich Energiegewinnung. Um eine solche großzügig zu schaffen, wären Windräder und Hochbehälter von wesentlich größeren Ausmaßen erforderlich.

Wollte man so große Reservoire ausschließlich zum Zweck der Windkraftnutzung anlegen, so dürften selbst unter günstigen Verhältnissen die Baukosten viel zu hoch sein, als daß dabei noch eine Wirtschaftlichkeit der Anlage zu erzielen wäre. Wesentlich günstiger aber wird das Bild, wenn man bereits vorhandene Hochbehälter größter Abmessungen, wie sie in den zahlreich bestehenden Talsperren geboten sind, zu diesem Zweck benutzt. Der Gedanke ist nicht neu. Der Patentanspruch der schweizerischen Patentschrift 59 720 lautet: „Verfahren zur Ausnutzung von Wasserkräften in Turbinenanlagen, dadurch gekennzeichnet, daß mit Hilfe einer Wasserfördervorrichtung aus dem Unterwasser eine entsprechend Wassermenge zu dem Oberwasser befördert wird, so daß die sekundlich durch die Turbine fließende Wassermenge vergrößert wird." An eine Ausnutzung der Windkraft ist hierbei freilich noch nicht gedacht. Es soll nur der aus der Turbinenanlage selbst stammende ungenutzte Wasserkraftüberschuß zur Wasserspeicherung verwendet werden.

Von einer Windkraftnutzung zum gleichen Zweck wird in der französischen Patentschrift 379 364 Erwähnung gemacht. Dabei ist der Windmotor unmittelbar neben der Wasserkraftanlage gedacht und soll mit Hilfe einer Pumpe und eines Elektrogenerators das überflüssige Unterwasser in das Reservoir zurückbringen. An eine Benutzung von Talsperren und Stauseen ist hierbei freilich nicht gedacht, wie überhaupt der Gedanke, schon bestehende Talsperrenanlagen zur Windkraftnutzung mit zu verwenden, neu zu sein scheint. Es sprechen hierbei auch zwei neue Gesichtspunkte mit. Erstens: Eine neuzeitliche Talsperrenanlage verfügt in der Regel über mehr als eine, oft sogar über eine ziemlich große Zahl von Kraftentnahmestellen, von denen jede überschüssiges bzw. verbrauchtes Unterwasser liefert. Zweitens: Eine den großen Verhältnissen einer Talsperre entsprechende Windmotorenanlage wäre räumlich zu ausgedehnt, als daß sie im Tal bei der Staumauer Platz finden könnte. Zudem gehören die Windmotoren an Stellen mit häufigen und starken Luftströmungen, also nicht in Talmulden.

Demnach hätte eine vereinigte Windkraft-Talsperrenanlage etwa folgende Anordnung:

Auf den Höhen beiderseits der Talmulde, hauptsächlich in der Nähe der Talsperrenmauer, werden eine größere Anzahl von Windmotoren aufgestellt, welche einzeln oder gekuppelt je nach Windkraft schwankende Elektrizitätsmengen erzeugen. Der elektrische Strom wird den einzelnen Wasserkraftentnahmestellen zugeführt und dort zum Antrieb von Pumpen benutzt, welche das aus den Turbinen fließende Unterwasser durch eine alle Entnahmestellen verbindende Rohrleitung gemeinsam in den Talsperrenweiher zurückbringen.

Die Wasserkraftanlage wird somit in den Stand gesetzt, dauernd um so viel mehr Wasser zur Kraftverwertung zu liefern, als durch die Windkraft an Wasser zugeführt wird, ohne daß der Talsperrenbehälter vergrößert werden braucht. Eine schon öfter wegen erhöhten Kraftbedarfes durchgeführte Vergrößerung der Wasseraufspeicherung durch Erhöhung der Sperrmauer ist stets mit beträchtlichen Grunderwerbs- und Baukosten verknüpft. Zuweilen ist eine solche örtlicher Verhältnisse halber überhaupt nicht durchführbar. Ein Kostenvergleich von Fall zu Fall wird ergeben, ob eine Vergrößerung der Talsperre oder Windkraftnutzung wirtschaftlicher ist. Vermutlich wird die Aufstellung von Windmotoren in den meisten Fällen billiger sein. Anderseits werden die reinen Betriebskosten durch größeren Aufwand an Bedienung etwas größer werden. Es ist indessen anzunehmen, daß sich manchmal bei übermäßiger Inanspruchnahme eines vollständig ausgebauten Wasserkraftwerkes überhaupt kein anderer Weg als Windkraftnutzung mehr bieten wird.

Um über den Kreislauf des Kraftwassers ein einigermaßen klares Bild zu erhalten, sei angenommen, daß sich die mittlere bisherige Lieferung einer Kraftwassermenge A, welche dreien Entnahmestellen die Wassermengen a, b und c zur Verfügung stellte, vergrößern soll auf A_1. Dadurch sollen die Entnahmestellen die größeren Wassermengen $a+a_1$, $b+b_1$, $c+c_1$ erhalten und außerdem zwei neue Werke die Wassermengen d und e. Hat man sich auf Grund der Rentabilitätsberechnung zugunsten einer Windkraftmotorenanlage entschieden, dann wird diese so groß gemacht, daß im gleichen Zeitraum die Wassermengen $a_1 + b_1 + c_1 + d + e$ dadurch in den Hochbehälter zurückgefördert werden. Der Rest $a + b + c$ fließt mithin in gleicher Menge wie bisher als Flußlauf ungenutzt weiter. Die erstgenannten Wassermengen vollführen also einen ununterbrochenen Kreislauf zwischen dem Hochbehälter und den Entnahmestellen. Vom Hochbehälter kommen ständig die gesamten bisher erwähnten Wassermengen, so daß möglicherweise bei sehr hoher Windkraftnutzung die Kraftwasserleitung vergrößert werden muß. Gleichwohl führt aber

der Fluß oder Bach unterhalb der Werke im Mittel nicht mehr Wasser wie sonst. Die Mengen des durch Windkraft gewonnenen Wassers können sehr groß sein, in wasserarmen Gegenden beträchtlich größer als die gesamten Niederschlagswassermengen. Dabei ist freilich zu berücksichtigen, daß infolge der mitunter stark schwankenden Häufigkeits- und Stärkezahlen des Windes die Schwankungen des Wasserspiegels im Hochbehälter möglicherweise beträchtlich größer werden können als vorher. Anderseits aber wird der Fall gleichzeitiger reichlicher oder spärlicher Zuführung von Niederschlags- und Windkraftwasser in den Behälter seltener eintreten und ein gewisser Ausgleich wahrscheinlich öfter stattfinden. Voraus berechnen läßt sich hier natürlich nichts ohne statistische Aufzeichnungen über örtliche Windverhältnisse. Man könnte höchstens auf Grund jahrelanger Erfahrung zu einigermaßen sicherer Beurteilung der Wasserspiegelschwankungen gelangen und dementsprechend die Windkraftanlage allmählich bis zur vollen Ausnutzung des verfügbaren Stauraums vergrößern und ausbauen.

Bei stark wechselnden Windstärken empfiehlt sich die Anlage eines kleinen Ausgleichbeckens am Auslauf der Werke, schon im Interesse eines gleichbleibenden Wasserabflusses, da sonst bei großen Windstärken dem Bachlauf zu viel Wasser entzogen würde. Das Becken kann deshalb klein sein, weil die durch Windkraft betriebene Pumpe nur einen Überschuß über die dauernd fließende regelmäßige Verbrauchswassermenge bei größeren Windstärken daraus zu entnehmen hat. Sehr oft ist der Kraftwasserbedarf der Werke verschieden. Es kann z. B. der Fall eintreten, daß trotz großer gleichzeitiger Windstärke bei einem Werk wegen tagelangen Stilliegens des Turbinenbetriebes kein oder nur ein geringer Wasserabfluß stattfindet. Die durch Windkraft erzeugte Energiemenge steht dann dafür bei den anderen Werken zur Verfügung. Ein etwa zeitweilig sich einstellender Überschuß an Windkraftelektrizität kann für andere Zwecke nutzbar gemacht werden.

Bei der Untersuchung der Wirtschaftlichkeit einer solchen Anlage ist freilich zu berücksichtigen, daß der Nutzeffekt durch die öfteren Energieumwandlungen (Windkraft-, Elektrizität-, Leitungsvorluft-, Transformation-, Pumpenbetrieb-, Wasserleitungsverluste) verringert wird. Maßgebend ist aber doch schließlich, daß die Anlage von Windkraftmotoren in der Mehrzahl der Fälle wesentlich weniger Kosten erfordern wird, als die (wenn überhaupt mögliche) Vergrößerung einer Talsperrenanlage. Voraussetzung ist der Bau leistungsfähiger Windmotoren. Hierin ist aus Mangel einer Verwendungsmöglichkeit bisher wenig geschehen. Es ist zu erwarten, daß eine fortgeschrittene Technik hier ein dankbares neues Betätigungsfeld finden wird. Die zu lösende Aufgabe besteht hauptsächlich darin, die Ausmaße der Windmotoren — bisher war 30 m das Höchstmaß für Durchmesser von Windrädern — bedeutend zu vergrößern, eine leichte Bauart mit hochwertigem Material und die wirkungsvollste Form für die Flügel zu finden und auf eine geringe Achsreibung, möglicherweise durch Verwendung von Kugellagern, hinzustreben. Unter diesen Voraussetzungen wird nach Überwindung der Anfangsschwierigkeiten die Vergrößerung der Leistung einer Wasserkraftanlage wesentlich rascher durchzuführen sein, als durch die meist kostspielige und langwierige Vergrößerung der Talsperre selbst.

Zum Schluß sei noch darauf hingewiesen, daß bei Neuanlagen von Talsperren ein kleinerer Stauraum mit niedrigerer Sperrmauer bei Windkraftnutzung vorteilhafter sein kann, als ein größerer ohne solche, wenn hierdurch die Anlagekosten beträchtlich verringert werden.

Möge der hier vorgeschlagene Weg, der mir gangbarer scheint als der anderer neuer Nutzungen von Naturkräften, recht bald zu praktischen Ergebnissen führen.

ZUR ERMITTLUNG DER BRUCHLAST BEI EXZENTRISCHER DRUCKBELASTUNG.

Von Alexander Fischer, Göding (Mähren).

Im 2. Bande seiner „Aufgaben aus der Technischen Mechanik: Festigkeitslehre“[1]) gibt Wittenbauer in den Beispielen 307, 310 und 318 für die Ermittlung der Bruchlast bei exzentrischer Druckbelastung ein Näherungsverfahren, indem er durch mehrfache Iterationen zu einem halbwegs befriedigenden Resultat gelangt. Die bezügliche Formel für die Bruchlast B, die er hierbei der dem Buche beigegebenen Formelsammlung entnimmt, lautet:

$$B = \frac{F K}{\mu \left(1 + \frac{p F}{W \cos \omega l}\right)} \quad \ldots\ldots\ldots \text{(I}$$

worin $$\omega = \sqrt{\frac{B}{E J}}$$

Hierin ist (s. Abb. 1):

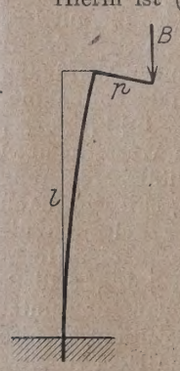


Abb. 1.

F die Fläche des Querschnitts (in cm^2),

K die Druckfestigkeit (in kg/cm^2),

μ eine Erfahrungszahl, die vom Material abhängt [2]),

p der Abstand der Druckkraft vom Schwerpunkt des Querschnitts (in cm),

W das zu J gehörende Widerstandsmoment des Querschnitts (in cm^3),

E der Elastizitätsmodul (in kg/cm^2),

J das Trägheitsmoment für die Biegungsachse des Querschnitts (in cm^4),

l die Länge des stabförmigen Körpers (in cm).

[1]) 3., verbesserte Auflage 1918, Berlin, J. Springer.

Im folgenden soll gezeigt werden, wie man das erwähnte Näherungsverfahren umgehen kann. Es bedarf hierzu bloß einer kleinen Umformung der Gleichung (I). Multipliziert man nämlich beide Seiten der Gleichung mit $\frac{l^2}{E J}$, so erhält man durch Einführung der neuen Unbekannten

$$z^2 = \frac{B}{E J} l^2 \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \text{(1}$$

$$z^2 \left(1 + \frac{N}{\cos z}\right) = M \quad \ldots\ldots\ldots \text{(II}$$

worin $$M = \frac{F K}{\mu} \cdot \frac{l^2}{E J}; \quad N = \frac{p F}{W} \quad \ldots\ldots\ldots \text{(2}$$

Wie ersichtlich, läßt nun (II) eine zeichnerische Lösung zu. Die linke Seite stellt nämlich Kurvenscharen mit z als unabhängiger Veränderlichen und N als Parameter dar, die rechte Seite zur Abszissenachse z parallele Geraden. Durch den Schnitt, der durch ein aus den gegebenen Größen errechnetes N bestimmten Kurve mit der ebenfalls festgelegten M-Geraden ergibt sich z_0 und hieraus

$$B = E J \frac{z_0^2}{l^2}.$$

[2]) Für μ teilt Wittenbauer a. a. O. folgende Angaben nach v. Tetmajer mit:

Bauholz: $\mu = 0{,}70 + 0{,}03\ n$;

$\left(n = \frac{l}{i},\ i = \text{Trägheitshalbmesser für die Biegungsachse}\right)$

Schweißeisen: $\mu = 1{,}20$ für gedrungene Querschnittsform;
$\mu = 1{,}08$ für gespreizte Querschnittsform;

Flußeisen: $\mu = 1{,}37$ für gedrungene Querschnittsform;
$\mu = 1{,}23$ für gespreizte Querschnittsform;

Die Abb. 2 gibt den Verlauf der z^2-Kurve, den der $\left(1+\frac{N}{\cos z}\right)$-Kurve, schließlich den der Produktkurve wieder. Letztere hat im Grunde den Charakter der $\left(1+\frac{N}{\cos z}\right)$-Kurve, nämlich unendlich viele alternierende Äste mit vertikalen Asymptoten, jedoch sind infolge der Multiplikation mit z^2 einige Abweichungen gegenüber der erwähnten Kurve zu erwähnen. Die früher auf zwei zur z-Achse parallelen Geraden — im Abstande $\pm (1 + N)$ von derselben — liegenden Minima liegen jetzt auf einer zur z^2-Kurve affinen Kurve ($z^2 (1 + N)$-Kurve), sie sind jedoch nicht mehr Minima der neuen Produktkurve, sondern es ergeben sich die Minima derselben aus der Gleichung

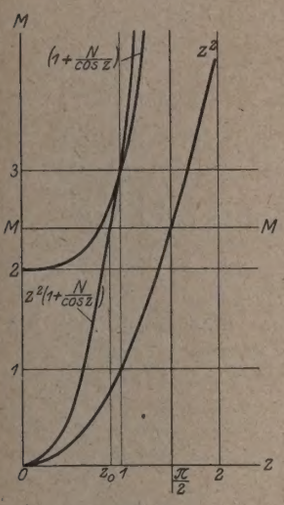


Abb. 2.

$$-\frac{2\cos z}{z\,\mathrm{tg}\,z+2}=N, \quad \ldots\ldots\ldots \quad (3$$

die ebenfalls bloß graphisch gelöst werden kann. Die Wurzeln dieser Gleichung sind also die Abszissen für die Minima der Produktkurve. Wie leicht einzusehen, wachsen deren Ordinaten mit fortschreitendem z, was zur Folge hat, daß die Anzahl der reellen Bruchlasten endlich ist und mit der Größe von M zunimmt; unterhalb einer gewissen Größe von M gibt es sogar bloß eine reelle Bruchlast.

Eine weitere Folge der Multiplikation mit z^2 ist die, daß die ehedem zu den $(n\pi)$-Vertikalen $(n=0, 1, 2, \ldots)$ symmetrischen Äste der $\left(1+\frac{N}{\cos z}\right)$-Kurve nunmehr in unsymmetrische Kurven übergehen, deren durch (3) bestimmte Minima stets links von den früheren liegen und deren rechte Äste ein rascheres Ansteigen haben als die linken. Von der Multiplikation unbeeinflußt ist jedoch selbstverständlich das Unendlichwerden in den $\left(\overline{2m+1}\cdot\frac{\pi}{2}\right)$-Punkten $(m = 0, 1, 2, \ldots)$, so daß die Vertikalen in diesen Punkten ebenfalls Asymptoten der neuen Kurve sind. (In Abb. 2 ist die z^2-Kurve, sowie der erste Ast der $\left(1+\frac{N}{\cos z}\right)$-Kurve und der der Produktkurve gezeichnet, da letzterer für die bloß in Betracht kommende erste Bruchlast ausreichend ist.)

Diese Darstellungsart benötigt zu ihrer Herstellung eine große Zeichen- und Rechenarbeit, da die Kurven für verschiedene Werte von N entworfen werden müssen. Die folgenden beiden Darstellungsweisen sind in dieser Hinsicht vorteilhafter.

Eine zweite Darstellung ergibt sich, wenn man in der Gleichung

$$M=\frac{z^2}{\cos z}N+z^2$$

N als Unabhängige, M als abhängige Veränderliche auffaßt. Es stellt dann die Gleichung einer Geraden dar, deren Elemente sind:

Abschnitt auf der M-Achse: z^2,

Abschnitt auf der N-Achse: $\cos z$.

Trägt man also auf der M-Achse eine z^2-Skala, auf der N-Achse vom Ursprung nach links eine $\cos z$-Skala auf und verbindet die zu den einzelnen z-Werten gehörigen Punkte miteinander, so entstehen die mit z zu bezeichnenden Geraden. Will man umgekehrt zu den durch die gegebenen Werte bestimmten M_0, N_0 das entsprechende z_0 finden, so sind in M_0 und N_0 die Lote zu errichten: Die durch deren Schnittpunkt hindurchgehenden z-Geraden geben die z_0-Werte. (In Abb. 3 ist wieder der Bereich bis $z=\frac{\pi}{2}$ gezeichnet; außerdem ist noch die Gerade $z = \pi$ eingetragen.) Diese Darstellungsart ist sowohl in der Herstellung als auch in der Benützung sehr einfach.

Bei den vorstehend behandelten beiden Methoden ist der Gebrauch eines auf einem durchsichtigen Papier aufgezeichneten rechtwinkligen Achsenkreuzes angezeigt. Seine Achsen sind den Achsen M, z bzw. M, N parallel zu orientieren, während sich der Ursprung auf der — eventuell zu interpolierenden —

$$z^2\left(1+\frac{N}{\cos z}\right)$$

Kurve bzw. z-Geraden befindet.

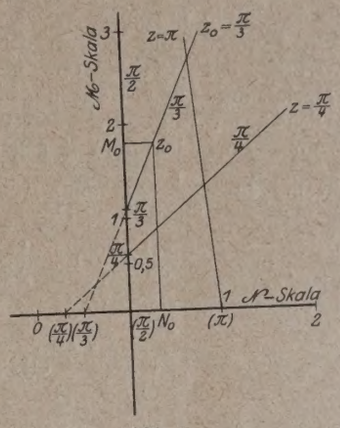


Abb. 3.

Die unstreitig eleganteste Darstellung ergibt sich jedoch mit Hilfe der Einführung von Linienkoordinaten. Bezüglich der Theorie derselben werde auf die bezüglichen Lehrbücher[3]) verwiesen, es werde hier bloß die Herstellung des bloß eine Kurve enthaltenden Schaubildes besprochen.

Werden durch zwei in beliebigem Abstand voneinander befindliche Punkte einer Geraden die Vertikalen gezogen, die die N- bzw. M-Skala tragen (s. Abb. 3) (erstere nach unten, letztere nach oben positiv), so wird durch die Gleichung

$$z^2+\frac{z^2}{\cos z}N-M=0$$

die Gleichung eines Punktes in Linienkoordinaten dargestellt. Legt man z verschiedene Werte bei, so entsteht eine Kurve, die als z-Skala aufgefaßt werden kann. Zweckmäßig kann jeder ihrer Punkte durch den Schnitt zweier Geraden bestimmt werden, die der Gleichung genügen. Im vorliegenden Falle sind dies die Geraden

$$M=0;\quad N=-\cos z,$$
$$N=0;\quad M=z^2.$$

Wird also auf der N-Achse die $\cos z$-Skala, auf der M-Achse die z^2-Skala, beide nach aufwärts, aufgetragen sowie deren Punkte für je ein bestimmtes z verbunden, so entsteht die in Abb. 4 dargestellte interessante Kurve. Sie besteht aus einem Hauptast, der für den Bereich $0<z<\frac{\pi}{2}$ gilt und die erste Bruchlast ergibt, sowie aus dem über $\frac{\pi}{2}$ hinaus

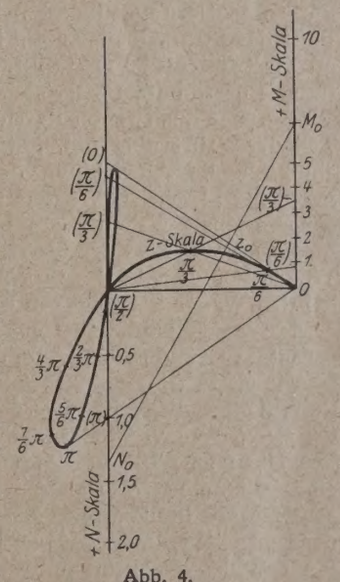


Abb. 4.

bis ∞ reichenden Nebenast, der nach unendlich vielen Schleifenwindungen — von denen bloß die von $\frac{\pi}{2}$ bis $\frac{5\pi}{2}$ reichende Schleife gezeichnet wurde — in der N-Achse endigt. Aus der Abbildung wird deutlich ersichtlich, daß bei $N<1$ stets unendlich viele Bruchlasten auftreten, während bei $N>1$ stets eine endliche Anzahl von Bruchlasten auftritt.

---

[3]) Z. B. Runge, Graphische Methoden, 2. Aufl. 1919, Teubner, Leipzig.

Die Einhüllende der oberen Schleifenteile ist der Strahl O(O), während zu den unteren der Strahl O (π) gehört. Die Berührungen erfolgen oben in den Punkten $2\varkappa\pi$, unten in den Punkten $(2\varkappa+1)\pi$, wo $\varkappa = 0, 1, \ldots, \infty$.

In der Abbildung gibt die zu bestimmt gegebenen Werten $M_0 N_0$ gehörige Gerade im Schnitt mit der z-Skala den zu berechnenden Wert z_0.

Die Gleichung (II) führt aber nicht nur zu den soeben behandelten graphischen Darstellungen, die, wie ersichtlich, einen vollständigen und raschen Überblick über Zahl und Größe der Bruchlasten geben, sie ermöglicht auch die Herleitung einer Näherungsformel für die erste Bruchlast. Dies kann mit Hilfe der von Wittenbauer ebenfalls in seiner Formelsammlung gegebenen

Reihe für $\frac{1}{\cos z}$ geschehen. Ist — für $z \leq 1$ —

$$\frac{1}{\cos z} = 1 + \frac{1}{2} z^2 + \frac{5}{24} z^4 + \cdots$$

und bricht man die Reihe beim quadratischen Glied ab, so erhält man nach Einsetzung in (II) eine quadratische Gleichung für z^2:

$$\frac{N}{2} z^4 + (1+N) z^2 - M = 0,$$

$$z^2 = \frac{-(1+N) + \sqrt{(1+N)^2 + 2MN}}{N}$$

wobei für M und N die oben durch (2) gegebenen Größen einzusetzen sind und bloß das positive Zeichen vor der Wurzel verwendbar ist. Unter Berücksichtigung von (1) ergibt sich nun die Formel für B:

$$B = \frac{E J W}{l^2 p F} \left\{ \sqrt{\left(1 + \frac{pF}{W}\right)^2 + 2p \frac{K F^2 l^2}{W \mu E J}} - \left(1 + \frac{pF}{W}\right) \right\} \quad \text{(III}$$

Zusammenfassung: Es werden für die Ermittlung der Bruchlast bei exzentrischer Druckbelastung graphische Lösungsmethoden gegeben sowie eine Näherungsformel hergeleitet.

ÜBER DIE HERSTELLUNG VON LANGEN BETONSTRASSEN.

Berichtet von Dipl.-Ing. F. Maier, Karlsruhe i. B.

Die in Amerika viel gebauten Betonstraßen mit ihren in bezug auf Materialzufuhr und Verteilung gegenüber sonstigen Bauobjekten vollständig geänderten Verhältnissen, haben amerikanische Unternehmer zu einem genauen Vergleich der Kosten bei zentraler Anordnung der Betonmischanlage und Zufuhr des fertigen Betons zur Verwendungsstelle und bei beweglicher Anordnung der Mischanlage und trockener Materialzufuhr veranlaßt. Der Vergleich wurde beim Bau einer Landstraße von 21,50 km in Lafayette country durchgeführt. Der Transport der Materialien erfolgte in leichten Kraftwagen, deren Fahrgestelle eher die Merkmale eines mittleren Personen- oder Lieferungswagens als die eines Lastwagens zeigen. Es ist also hier von dem Typ des schweren Lastwagens, dem bei kurzen Entfernungen und bei vielem Umwenden, wie es im Falle des Straßenbaues nötig ist, eine gewisse Schwerfälligkeit anhaftet mit Rücksicht auf die durch die Mischmaschinenfüllung bestimmte Lastgröße abgewichen. Die Wahl leichter Wagen war auch schon durch den Umstand geboten, daß ein Teil der Fahrt über unbefestigte Straße gehen mußte, wobei eine schnelle Abwicklung des Transportgeschäftes nur mit möglichst leichten Wagen denkbar war. Zur Schonung der Getriebe bei dem zeitraubenden Wenden durch Einscheren hatte man leichte Drehscheiben aufgestellt, auf denen die Wagen vor dem Entladen gedreht wurden. Die ursprünglich bei den Wagen verwendeten normalen Pneumatikabmessungen erwiesen sich bald mit Rücksicht auf das Fahren auf unbefestigtem Grund als zu klein, so daß zu den übergroßen Reifen — wie sie in Amerika selbst bei schweren Lastwagen Verwendung finden — gegriffen werden mußte, um das Steckenbleiben der Wagen zu verhindern.

Die ganze Baustrecke von 21,50 km war in zwei Teile eingeteilt: eine Strecke von 13,10 km Länge, bei der eine zentrale Mischanlage und Zufuhr der fertigen Mischung nach der Baustelle angewendet wurde, und eine Strecke von 8,40 km, bei der das trockene Material nach einer selbtbeweglichen Mischmaschine, dem sogenannten Paver, zur Mischung zugeführt wurde. Die Kraftwagen für den Materialtransport wurden der Streckenlänge entsprechend auf beide Strecken verteilt, so daß auf die größere Strecke 16 Wagen kamen und die übrigen 10 auf die kleinere.

Die Mischanlage für die größere Strecke bestand aus einer normalen Mischmaschine mit einem Derrickkran, der die Betonmaterialien aus den Eisenbahnwagen ablud und entweder gleich in die Silos der Maschine beförderte oder, wenn diese gefüllt waren, auf einen Vorratsstapel schüttete. Die Transportwagen fuhren dann nacheinander vor und wurden mit je einer Maschinenmischung beladen.

Für die Bedienung der Anlage waren im ganzen 11 Mann notwendig: 2 zum Beschicken der Mischmaschine, 1 am Aufzug, 1 Aufseher, 1 Heizer für die Maschine, 1 zum Abziehen des fertigen Betons, 2 Mann zum Verteilen des Betons auf der Baustelle, 1 Mann an der Abgleichmaschine und 1 Helfer beim Abgleichen.

Die kürzere Baustrecke, bei der die Betonmaterialien ungemischt bis zur Verwendungsstelle gebracht wurden, hatte grundsätzlich dieselbe Anlage zum Beladen der Motorwagen, so daß ein Wagen ebenfalls in 15 Sekunden beladen werden konnte. Die für den Vergleich in Betracht kommenden Arbeitskräfte waren hier 16 Mann: 4 Mann zum Laden des Zements, 2 an den Vorratssilos, 1 Mann zum Auskippen der Kipper in das Aufzugsgefäß der Mischmaschine, 2 Mann zum Ausbessern des Planums um die Mischmaschine, 1 Mann zum Bedienen der Mischmaschine, 1 Heizer, 1 Mann zum Abziehen der fertigen Mischung, 2 Mann zum Verteilen des Betons. Weitere drei Leute für die Abziehmaschine und zum Nachputzen der Oberfläche.

Die Leistung auf der Strecke mit trockener Materialzufuhr betrug im Durchschnitt 560 Fuß pro Tag = 172 m. Die Leistung auf der Strecke mit fertiger Betonzufuhr betrug 128 m, wobei zu berücksichtigen ist, daß die Betonmaschine in letzterem Falle nur halb so viel Fassungsraum besaß wie im ersten. Pro Mann und Tag umgerechnet entspricht dies bei trockener Materialzufuhr einer Tagesleistung von 10,74 m gegenüber einer Leistung von 11,65 m bei Zufuhr der fertigen Betonmasse. Die Unkosten für Brennmaterial sind bei trockener Materialzufuhr infolge der größeren Maschine und des Antriebs des Selbstfahrers ebenfalls erheblich größer, was aber vom Standpunkt des Praktikers ganz besonders zuungunsten der trockenen Materialzufuhr mit beweglicher Mischmaschine spricht, ist die Tatsache, daß die Maschine etwa 30mal pro Arbeitstag hre Stellung wechseln muß, um die Verwendungsstelle des Betons im Bereiche ihres Auslegers zu erhalten. Abgesehen von dem hiermit verbundenen Zeitverlust ist im Augenblick des Stellungswechsels der ganze Arbeitsvorgang von der Geschicklichkeit des Maschinisten und von Zufälligkeiten abhängig, die zu erheblichen Zeitverlusten führen können. Ungünstig ist ferner, daß die Leute an den Materialsilos bei trockener Materialzufuhr nicht so ausgenutzt werden können, als wenn mit der Siloanlage die Maschine gleich verbunden ist. (Nach Eng. News-Record 19. VIII. 1920.)

LITERATURSCHAU.

Gesammelt und geordnet von Regierungsbaumeister Dr.-Ing. W. Kunze, Privatdozent, Dresden.

Baustoffkunde.

446. Der bayrische Traß im Vergleich mit dem rheinischen Traß. Von Roderich Wagner, Köln, Baumarkt 1921, Nr. 17, S. 269—270.

447. Hochwertige Zemente. Von Dr. Hans Kühl, Tonind.-Ztg. 1921, Nr. 49 und Entgegnung hierauf.

448. Die Kriterien der Mahlfeinheit der Normenzemente und deren wirkliche Mahlheit. Von Privatdozent Dr.-Ing. H. Nitzsche, Frankfurt a. M., Zement 1921, Nr. 16 und folg.

449. Festigkeitszunahme von Kalksandsteinen. Von Gustav Müller, Alvensleben, Tonind.-Ztg. 1921, Nr. 48. Versuche von Burchartz und Dr. Hirsch.

450. Ungebrannte feuerfeste Steine. Von Paul Schneider, Tonind.-Ztg. 1921, Nr. 52, S. 434—435. Mitteilungen über die Kalksandsteine.

451. Bausteine aus Kesselschlacke. Von Stadtbaurat Koch, Elberfeld, Tonind.-Ztg. 1921, Nr. 44 und 47.

Statik und Festigkeitslehre.

452. Altes in neuer Fassung. Von E. Rothenburg, Ausdeutung des Integrals

$$\int \frac{M_o M_a \, dx}{EJ} \quad \text{und} \quad \int \frac{M_a M_b \, dx}{EJ} \quad \text{usw.}$$

Eisenbau 1921, Nr. 4, S. 73—78.

453. Einflußlinien ringförmiger Träger. Von Dr.-techn. Frch. Düsterbehn, Wien, Eisenbau, 1921, Nr. 4, S. 78—96.

454. Ein neues Verfahren zum Zeichnen von Seillinien, Eisenbau 1921, Nr. 3. Nach Eng. News Rec. vom 4. 11. 20.

455. Einschiffige Rahmentragwerke in gemeinverständlicher Darstellung. Von Dipl.-Ing. Haimovici, Leipzig, Eisenbau 1921, Nr. 3, S. 49—64.

456. Die Knicksicherheit gekreuzter Fachwerksstäbe. Zuschrift von Dr.-Ing. Freund im Eisenbau 1921, Nr. 3, S. 67, zu den Ausführungen von Dr. Bleich, Eisenbau 1920, Nr. 10, 11. Zuschrift Bleichs hierzu.

Brückenbau.

a) Allgemeines.

457. Über das Brückenüberwachungs- und Unterhaltungswesen. Von Dipl.-Ing. Arnold Neustätter, Zentralbl. d. Bauv. 1921, Nr. 33, S. 206—207.

458. Über den teilweisen Einsturz einer gewölbten Eisenbetonbrücke (über den Miamifluß in Dayton) berichtet Eng. News Rec. vom März 1921. (Bogenbrücke, Einsturz eines breiten Streifens längs der Stirnflächen in zwei Öffnungen, vermutlich Unterspülung des Zwischenpfeilers als Ursache anzunehmen.) Kurzer Bericht in der D. B. Ztg. 1921, Mitt. f. Zem. u. Beton Nr. 8.

b) Hölzerne Brücken.

— — — —

c) Stein- und Betonbrücken.

— — — —

d) Eisenbetonbrücken.

Vgl. Nr. 458.

e) Eiserne Brücken.

— — — —

Hochbaukonstruktionen und Zementwaren.

459. Die Lehr- und Versuchsstelle für Naturbauweisen in Schweizerberge-Zepernick bei Berlin. Von Regbmstr. a. D. Sonntag, Zentralbl. d. Bauv. 1921, Nr. 33, S. 205—206.

460. Hochbauhäuser ohne Eisengerippe. Von O. Leitholf, Berlin. Zentrabl. d. Bauv. 1921, Nr. 35, S. 219 bis 220; vgl. hierzu die Erörterungen von K. Bernhard ebenda Nr. 7.

Gründungsarbeiten usw.

— — — —

Wasserbau.

Gewässerkunde und Wasserwirtschaft, Wasserrecht, Wasserbewegung.

461. Meßsteg nach Schnitzer-Fischer. D. R. G. M. 760085 mit Abb. vorgeführt vom Erfinder in „Die Wasserkraft" 1921, Heft 7, S. 68—69.

462. Die Berechnung der Wasserspiegellage bei fließenden Gewässern unter Berücksichtigung der in Flußbetten auftretenden Wasserwalzen. Von Th. Rehbock, Karlsruhe. Die Wasserkraft 1921, Nr. 4 und 5.

Flußbau, Kanalbau, Seebau, Hafenbau, Schleusenbau.

463. Die Entwickelung der französischen Seehäfen während der Kriegsjahre. Schweizerische B.-Ztg. vom 23. und 30. April 1921. 1. Der Hafen von Marseille, 2. Le Havre, 3. Cette.

Wehre, Talsperren, Wildbachverbauungen, Wasserkraftanlagen, Bewässerungen usw.

464. Steigerung von Werknutzung von Niederdruck-Wasserkraftanlagen. Von Reg.-Bmstr. H. Baun, Biberach a. d. Riß. Schweizerische Bau-Ztg. vom 23. 4. 1921. 1. Tagesausgleich durch Tagesspeicherbecken, 2. Jahresausgleich durch hydraulische Akkumulierung mit Pumpspeicherwerken.

465. Turbinenschächte aus Holz; Wasserkraftspeicheranlagen. Vortrag, gehalten am 20. Mai 1920 in der Hauptversammlung des Deutschen Wasserkraftverbands in Berlin von Dipl.-Ing. R. Pabst. 3 Seiten in „Die Wasserkraft" 1921, Nr. 7 u. 8.

466. Das Wasserschloß des Spullersee-Kraftwerkes. 1 Spalte mit Abb. Z. d. V. d. I. 1921, Nr. 17, S. 450.

Erdbau, Tunnelbau und Bergbau.

467. Die Entleervorrichtungen an Baggerlöffeln. Von Dipl.-Ing. Erich Simon, Berlin. Löffelklappen mit Riegelverschluß, geführte Löffelklappen, Löffelklappen mit Bremsvorrichtung, kraftschlüssig bewegte Klappen, Kipplöffel, Schieber als Löffelverschluß. Z. d. V. d. I. 1921, Nr. 18, S. 463—466.

Straßenbau.

— — — —

Eisenbahnbau und -betrieb.

468. Die eiserne Hohlschwelle und die Wirtschaftlichkeit der Bahnunterhaltung. Von Prof. Ing. Dr. A. Birk, Prag; Verkehrstechnik 1921, Nr. 12. Besprochen wird die Scheibesche Hohlschwelle, der auf Grund der bisherigen Versuchsergebnisse günstige Aussichten eröffnet werden. Verkehrstechnik 1921, Nr. 155.

469. Die Eisenbahnen im Weltkriege. Vortrag vom Reichsverkehrsminister General Dr.-Ing. h. c. Groener, Zeitschr. d. Arch.-Ver. Berlin 1921, Nr. 17 und folgende.

470. Zur Frage der virtuellen Längen. Von Dr.-Ing. Risch, o. Prof. a. d. Techn. Hochschule Braunschweig. Verkehrstechnik 1921, Nr. 13, 3 Seiten.

471. Die Vielfach- oder Kettenaufhängung der Fahrleitungen für elektrische Bahnen. Ztg. d. V. d. Eisenb.-Verw. 1921, Nr. 28.

Eisenbetonbau.

(Eisenbetonbrücken siehe unter Brückenbau.)

472. Größere Vorsicht gegen Wirkungen des Seewassers auf Beton. Von Dr.-Ing. und Dr. rer. pol. Karl Haller Langenau-Ulm. Bericht über die in Eng. News Rec. am 20. Jan. 1921 niedergelegten Ermittelungen im Tiefbau 1921, Nr. 32.

473. Einwirkung von Salzdämpfen auf Zementbeton. Von Dr. C. R. Platzmann, Berlin. Mitteilungen von Versuchsergebnissen, die zeigen, daß keinerlei ungünstige Einwirkung stattfindet. 1 Spalte in „Zement" 1921, Nr. 17.

474. Eiseneinlagen in hochofenschlackenhaltigen Zementen. Von Dr. Richard Grün in Blankenese, Stahl und Eisen 1921, Heft 17, zwei Seiten.

475. Über Rostenvon Bewehrungseisen unter Salzwassereinwirkung. Von Dr. Richard Grün. Zement 1921, Heft 17, Seite 208. Sehr beachtenswerte Besprechung eines vorgekommenen Falles (Darmfabrikgebäude in Eisenbeton); unter der Einwirkung der Laugen und Dämpfe sind sehr erhebliche Rostbildungen an den Bewehrungseisen eingetreten.

476. Neue Vorschriften für Beton und Eisenbeton in Deutsch-Österreich. Von Dr.-Ing. Karl Haberkalt, Wien. D. B.-Ztg. 1921, Mitt. f. Zem. u. Beton, Nr. 8, S. 58—60.

477. Eisenbahnwagenkasten aus Eisenbeton. Von Ing. Max Gensbauer, Betriebschef der Kladno-Nucitzer-Bergwerksbahn. Z. d. V. d. I. 1921, Nr. 17, S. 445—446.

478. François Hennebique †. Mitteilung über Hennebiques Tod nebst kurzem Lebensbild. Zement 1921, Nr. 17.

Eisenbau.

(Eisenbrückenbau siehe unter Brückenbau.)

— — — —

Holzbau.

479. Die Gleishallen des neuen Hauptbahnhofes in Stuttgart. Von Regierungs- und Baurat Dr.-Ing. Schaechterle, Stuttgart. Holzbau 1921, Nr. 9 und 10. Die Hallen sind in Holz ausgeführt worden; es werden auch die Wettbewerbsentwürfe in Eisen vorgeführt.

480. Freibau in Holz. Von Direktor Hetzer, Niesky, Süddeutsche Bau-Ztg. 1921. Abdruck nach dem Vortrage des Genannten im Bayrischen Polytechn. Verein am 24. Jan. 1921 mit 14 Abb.

481. Die Textilmesse auf dem Königsplatze in Leipzig. Von Arch. Otto Fischbeck, Neudeutsche Bau-Ztg. 1921, Nr. 16 u. folg. Gute Abb. der Holzkonstruktionen.

482. Holz statt Eisen — neue Holzbauweisen vermittelst geschlitzer Ringdübel. Von Dr.-Ing. Dr. Lewe, Berlin, Neudeutsche Bauzeitung 1921, 17—18.

483. Turbinenschächte aus Holz. Wasserkraft 1921, Heft 7 u. 8.

484. Rohrleitungen aus Holz. Von Dr. Ing. Adolf Ludin, Karlsruhe. Wasserkraft 1921, Nr. 6. Die Arbeit befaßt sich u. a. auch mit den Vorteilen der Holzrohre gegenüber eisernen bezgl. der geringeren Wandungsrauhigkeit (nach 20 Jahren 25 % mehr Wasserführung als eiserne Rohre) und der geringeren Einfrierung.

Städtebau und städtischer Tiefbau.

485. Die Wasserleitung von Pompeji. 1½ Seite mit Abb. in „Denkmalspflege", Nr. 5, S. 34—36, Beilage des Zentralbl. d. Bauv. 1921, Nr. 32.

Kunst im Ingenieurwesen. — Wirtschaftliches. — Personalnachrichten. — Vereinsnachrichten. — Standesvertretung. Sonstiges.

— — — —

KURZE TECHNISCHE BERICHTE USW.

Lange Spülpfähle mit Fußversteinerung.

Regierungsbaumeister Dr.-Ing. Georg Müller, Berlin-Lankwitz.

Inhalt: Es werden neue Verfahren bekanntgegeben, wie lange Spülpfähle unter bestimmten Voraussetzungen durch Fußversteinerung mittels Mörteleinpressung durch das wiederzugewinnende Spülrohr gekürzt und mittels eines stetigen Bauvorganges sicher und schnell eingebracht werden können.

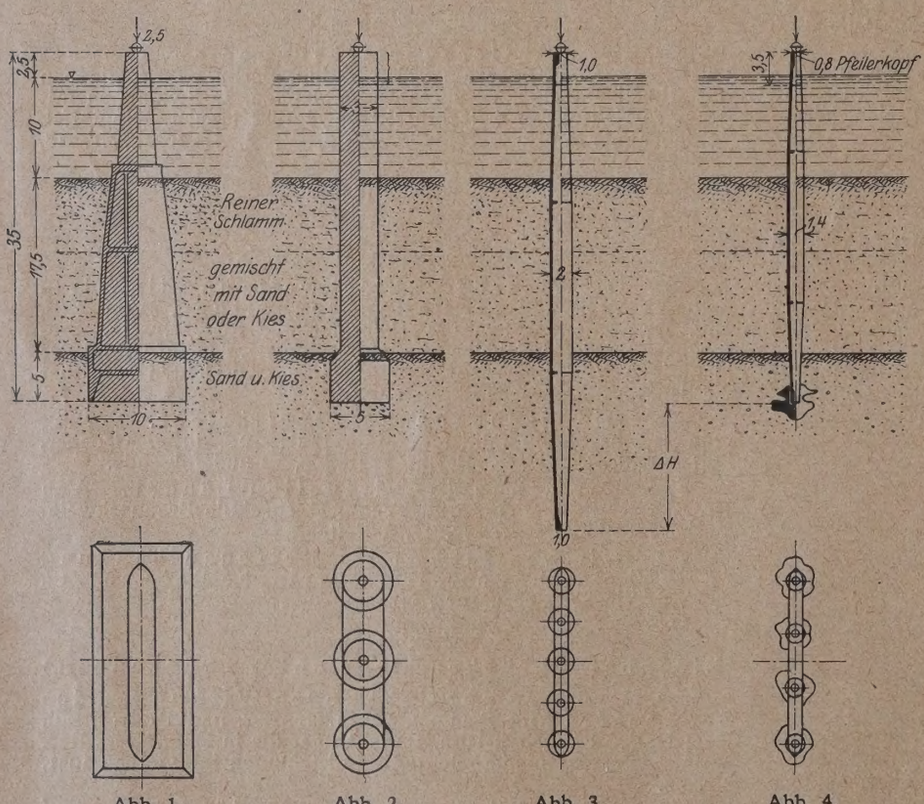


Abb. 1. Abb. 2. Abb. 3. Abb. 4.

1. Befindet sich bei der Überbrückung breiter Wasserstraßen, also vorwiegend im Seebau, der Baugrund erst in größerer Tiefe — sagen wir 25—45 m —, so greift man in der Regel — besonders bei fließendem und bewegtem Wasser — zur Druckluftgründung. Ein Druckluftpfeiler stellt einen umfänglichen Baukörper dar. Er hat im Verhältnis zu den Lasten, die er auf den guten Baugrund ableiten soll, selbst ein erhebliches Gewicht. Derartige massive Stützpunkte, die notwendig schon durch den Anzug von der Bausohle erhebliche Abmessungen erhalten und kostspielig werden, können nur in größeren Abständen gesetzt werden. Die größeren Stützweiten bedingen also auch teure Überbauten.

Gelänge es, diese Breitflächengründung soweit in Einzelstützpunkte aufzulösen und so in Längs- und Querrichtung zu verteilen, daß eine weitgehende Herabminderung der Einzelstützweiten erzielt wird — ohne die sonstigen praktischen Erfordernisse wie Wahrung des freien Durchflußquerschnittes für Strömung und Eisgang außer Acht zu lassen — so ist offenbar eine erhebliche Verbilligung des Bauwerkes möglich.

2. Durch Anordnung leichter, dünnwandiger Eisenbetonsenkkästen (die schwimmend an den Versenkungsort gebracht, soweit wie möglich als offne Brunnen versenkt und erst im Bedarfsfalle mit Drucklufteinrichtung versehen werden) kann man zwar die reine Druckluftgründung erheblich verbilligen. Aber selbst bei sparsamen Abmessungen in Höhe des Wasserspiegels, z. B. 10 · 2 m und geringstmöglichem Anzug (1 : 10 i. M.) kommt man bei — 35 m auf $10 + 2 \times 35/10 = 10 + 7 = 17$ m und $2 + 2 \cdot 35/10 = 9$ m oder $17 \cdot 9 = 153$ qm i. M. 77 qm.

Der gesamte Hohlraum muß ausgebaggert und, sei es auch mit Sand oder magerem Beton wenigstens teilweise wieder gefüllt werden. Ein Vorteil des Senkkastens ist aber sicher, daß er allen äußeren Angriffen und Kräften, besonders, wenn sie stoßweise auftreten können, eine große Masse entgegensetzt. (Abb. 1).

3. Ein großer Schritt im Sinne der Fundamentauflösung liegt in der Anwendung von Röhrenbrunnenpfeilern oder Röhrenbrunnen, die ebenfalls schwimmend angebracht werden. Als Baustoff kommt nur Eisenbeton in Frage. Der äußere Durchmesser ist abhängig von den zu übertragenden Kräften, der innere von den Abmessungen des Baggergerätes, z. B. des Greiferbaggers. Der Fuß des Brunnens kann sich glockenartig erweitern. Das Innere wird ganz oder teilweise mit Magerbeton ausgefüllt. Der große Rechteckquerschnitt des Senkkastens im Grundriß von beispielsweise 77 qm wird ersetzt durch 2 Röhrenbrunnen von unten $2 \cdot 7 = 14$ qm (Abb. 2).

Der Vorteil der Röhrenbrunnen liegt darin, daß man auch das geförderte Baggergut kennenlernt und nach Betonierung der Sohle den Rest des Hohlraumes im Trocknen ausfüllen kann. Die Knickfestigkeit der hohen, schlanken Säulen ist leicht zu wahren. Das Verfahren ist einfach und sicher. Verringert man stetig den Durchmesser des Röhrenbrunnens unter Wahrung des Querschnittes, so kommt man zum Hohlpfahl (Abb. 3 u. 4).

4. Der Pfahl ist das einfachste Gründungselement. In Frage kommt nur der Eisenbetonpfahl. Der volle Pfahl scheidet für größere Tiefen als etwa 25 m völlig aus, da er zu schwer wird und bei genügen-

der Festigkeit für die Anlieferung zu viel Eisenbewehrung erfordert. Die Formengebung des Hohlpfahles erfolgt im Hinblick auf die verschiedenen Beanspruchungen durch Druck (100—300 t), Zug, Biegung, Knickung, Stöße, äuseren oder inneren Überdruck. Es wird ein Körper überall gleicher Festigkeit gebildet, der die zu übertragenden Kräfte auf die wirtschaftlichste Weise ableitet und selbst im Pfahlplan so verteilt werden kann, daß er die wirtschaftlichste Gesamtanordnung ergibt.

Die Pfahlgründung besteht aus:

a) Pfahlkopf oder Pfeilerkopf,
b) dem eigentlichen Pfahl,
c) dem Pfahlfuß.

Wenn der Pfahl im Grundbau auch ein einfaches Bauelement ist, so ist er doch ausgestaltungsfähiger als man zunächst anzunehmen geneigt ist und mindestens so vielgestaltig wie der Stab im Brückenbau und die Stütze im Hochbau. Die Knicksicherheit spielt bei der großen Länge auch bei Lasten von 200—300 t in der Pfahlgestaltung eine maßgebende Rolle. Will man ohne Baustoffzuschläge dafür auskommen (und wir wollen den Hohlpfahl nicht ausfüllen), so ist für eine gegebene Druckfläche F und eine geringste praktisch zulässige Wandstärke von $d = 10-14$ cm der größte erreichbare mittlere Durchmesser $D = F \cdot 3{,}14 \cdot d$. —

Der eigentliche Pfahl besteht aus 3 Teilen (Abb. 5): einem zylinderischen Mittelteil von veränderlicher Länge (0—25 m) entsprechend der Gründungstiefe, und den beiden konischen Enden von je 10 m, die sich bis auf 70—80 cm äußeren Durchmesser verjüngen und für die letzten beiden Meter voll sind. Die Verjüngung an beiden Enden empfiehlt sich trotz der schwierigeren Herstellung wegen der geringeren Angrifisfläche, die dem Eis und der Strömung oben geboten wird und unten wegen des leichteren Versenkens. Die Eisenbewehrung wird aus Sparsamkeitsgründen so gering wie möglich bemessen, keinesfalls stärker als insgesamt 1,75 v. H. Sie besteht aus äußerem und innerem Maschengewebe, Längsrundeisen und Spiralbewehrung. An Stelle der Längsbewehrung tritt an 3—6 Stellen Gasrohr von 3—4 cm Durchmesser für bestimmte, noch zu erläuternde Zwecke (Abb. 6). Die Pfahlorte werden vorher abgebohrt und danach die Länge der Mittelteile bemessen. Der Pfahl wird entweder am Ufer nahe der Verwendungsstelle in einem Stück hergestellt oder in zwei Teilen mit einem Baustellenstoß am oberen Knick. Der Pfahl erhält außen und innen einen Gudronanstrich und kann möglichst glatt gehalten sein. Das Anliefern geschieht schwimmend, indem er an beiden Enden verschlossen wird. Nötigenfalls erfährt er eine leichte Stützung durch seitliche Flöße, Prähme oder besondere Schwimmkörper. Wird er schwimmend angebracht, so wird er am Orte der Versenkung in eine Art „Rutsche" eingefahren, die drehbar oder kippbar zwischen 2 Prähmen angeordnet ist. Mit Hilfe dieser Rutsche wird er senkrecht oder schräg gerichtet und beim Ablassen geführt, so weit er unter eignem Gewichte sinkt. Der Pfahlfuß hat eine leichte Zuschärfung, sonst aber eine sehr einfache bewährte Ausbildung mit einer Stahlgußspitze.

Das weitere Absenken des Pfahles geschieht grundsätzlich zur Vermeidung von Erschütterungen ohne Rammen lediglich durch Einspülen mit Preßwasser von 10—30 at. Welche Drücke beim Bodenangriff durch den Spülstrahl angewandt werden müssen, kann nur die Erfahrung lehren. Erforderlichenfalls wird ein Nachdruck mittels Druckwasserpresse oder ein 5—10-t-Gewicht ausgeübt.

Zum Zwecke des Einspülens sind in der Achse des Hohlpfahles zwei ineinander liegende Stahlbohrrohre eingebaut (Abb. 7). Das äußere hat einen Durchmesser von etwa 12—15 cm, das innere einen solchen von etwa 7 cm. Das innere Rohr leitet das Druckwasser zur Pfahlspitze. Es steht durch einen langen biegsamen Metallschlauch in Verbindung mit der starken Druckwasserpumpe von 300—500 PS. Diese muß über einen größeren Windkessel verfügen. Der Windkessel dient gleichzeitig als Druckluftbehälter und als Kraftquelle für den Preßmörtel. Die Rohre können entweder aus dem Pfahlkopf hervorragen oder darunter seitlich abgebogen werden, um ihn für die Belastungsvorrichtung frei zu lassen. Im ersteren Falle ist das innere Rohr drehbar und in der Höhe verschieblich eingerichtet. Unten endet es in ein stark verjüngtes Mundstück von etwa 3 cm. — Das Abwasser mit dem gelösten Boden, der „Spültrübe", entweicht durch das umgebende weite Mantelrohr. Kiesel von mehr als Nußgröße können und sollen nicht gefördert werden. Das Mantelrohr trägt oben über dem Pfahl einen Flanschen, auf dem der Kopf mit der Stopfbüchse sitzt, durch die das Innenrohr geführt ist. Unter dem Flansch befindet sich der abdrosselbare Auslauf. Wichtig ist die Fußverbindung des Mantelrohres. Sie darf keinesfalls dem Preßwasser den Zugang zum Pfahlinneren gestatten, muß aber doch nach beendeter Einbringung durch bloßen Zug von oben leicht lösbar sein. Der Auslauf kann zu dem bestimmten Zwecke gesperrt werden, das Preßwasser bei stockendem Sinken zu zwingen, sich seinen Weg nach oben an der Außenfläche des Pfahles entlang zu suchen. Sollte auch dieses nicht helfen, ist in Aussicht genommen, durch die 3 oder 4 Rohre, die gleichlaufend mit der Längsbewehrung in der Wand hernieder gehen, Preßwasser zu schicken, das 1—2 m über der Pfahlspitze austritt und durch Rückstoß und Bespülung der Mantelfläche die Reibung aufhebt. Ob diese Einrichtung unbedingt notwendig ist, muß in besonderen Fällen praktischen Versuchen überlassen bleiben. Es ist ferner sehr wohl möglich, daß die wesentlich einfachere Anordnung nur eines Spülrohres von 7 cm ohne Mantelrohr durchaus genügt. Dieses Spülrohr könnte dann darin verbleiben und das Ausziehen fiele fort. Zunächst will aber eine Herausförderung des aufgespülten Bodens wirksamer und zweckmäßiger erscheinen. Das Einbringen des Arbeitsrohres geschieht in dem fertigen Pfahl am Ufer vor dem Zuwasserlassen. Mit Hilfe eines in der Pfahlachse eingelegten Seils können die Rohre durchgezogen werden.

Erreicht die Pfahlspitze die tragfähige Tonschicht, so ist das Ende der spülfähigen Bodenschichten erreicht. Sie werden häufig etwa in nachstehender Reihenfolge angetroffen:

1. Moor (dünnflüssig), Schlamm,
2. Schlamm mit weniger oder mehr feinem Sand gemischt,
3. Schlamm „ „ „ grobem „ „ „
4. feiner Sand
5. grober Sand
6. Kies
7. Ton
8. Kreide

in mehr oder weniger scharfer Trennung.

Das Absenken in den leichten Bodenarten geht schnell vor sich. Der Pfahl kann in wenigen Stunden bisauf die feste Schicht abgespült sein. Die groben Kiesel sinken nach. Tritt wider Erwarten eine Verstopfung des ringförmigen Mantelquerschnittes ein, etwa nach einem Abdrosseln, ist Vorsorge getroffen, das Preßwasser gegenläufig zu leiten, d. h. durch den Ringquerschnitt nach unten. Statt des direkten Spülbohrverfahrens mit zentralem Strahl kann man auch das indirekte mit Rand- und Schneidenspülung anwenden. Welches von beiden geeigneter ist, hängt von der Ausführungs- und Bodenart ab. Der Mittelstrahl wahrt jedenfalls die Richtung des Absinkens besser, während die Ringspülung bei etwas größerem Kraftverbrauch wirksamer sein dürfte [1]).

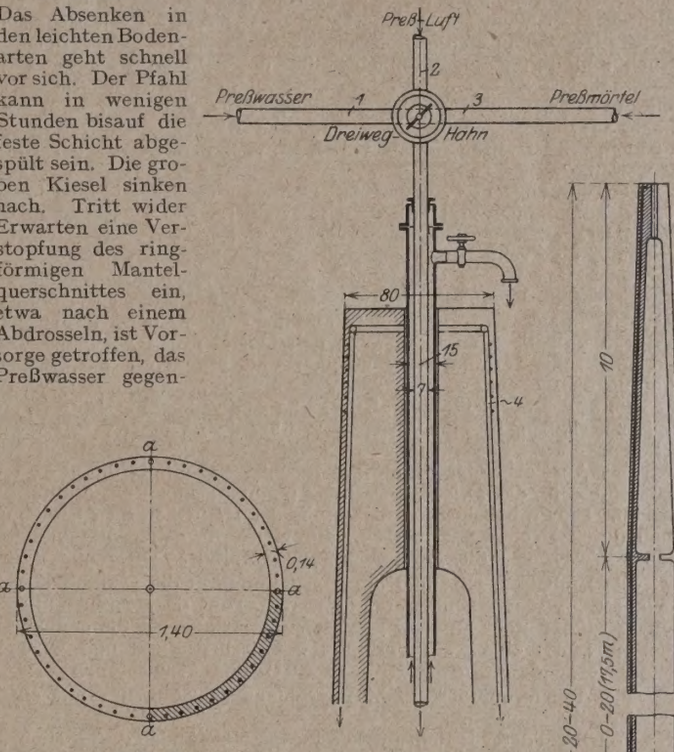


Abb. 7.

Abb. 6.

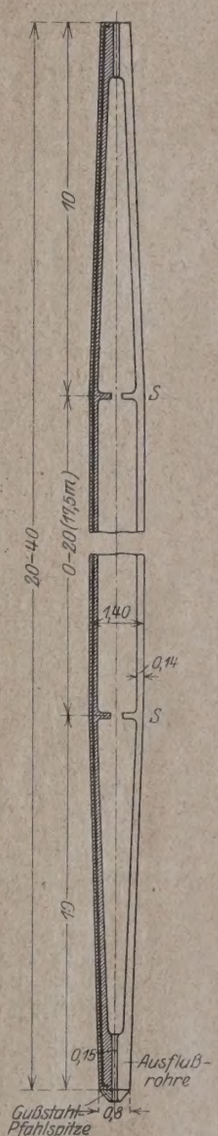


Abb. 5.

Beim Eintreffen größerer Hindernisse weicht der Pfahl seitlich aus. Bei der großen Höhe hat eine geringere Ortsveränderung, d. h. eine seitliche Verschiebung bis zu einem Meter keine Bedenken. Die Drücke im Spülrohr, im Abflußrohr, unter Umständen im Pfahlinnern können an Manometern abgelesen werden.

Die ausfließende Spültrübe wird am Ausguß aufgefangen, es werden die aufgebrachten Bodenteilchen bezw. Schichten genau festgestellt und gesammelt. Man bekommt so eine Bestätigung der schon durch das vorherige Abbohren festgestellten Bodenschichten.

Am Kopfe des Spülrohres befindet sich nun nicht nur die Preßwasserzuleitung, sondern ein Dreiwegehahn, an den eine Druckluft- und eine Preßmörtelleitung angeschlossen sind.

Ist die Absenkung vollendet, wird Preßluft nachgeschickt, bis Luftblasen aufsteigen. Die Preßluft verdrängt das Wasser in den Arbeitsrohren und in der Höhlung am Pfahlfuß. Sie erleichtert da-

[1]) Vgl. Richard Sorge, „Die Theorie der Bewegung des Spülstromes in Bohrlöchern", Organ des Vereins der Bohrtechniker, Wien XVIII 2.

mit die nun folgende Mörtelauspressung der Pfahlspitze. Es wird nämlich jetzt durch eine weitere Drehung des Hahnes durch das innerste Spülrohr Preßmörtel von 10—15 at nach unten gedrückt. Derselbe kann nicht in den ringförmigen Raum zwischen die Arbeitsrohre eindringen, weil dieser unter Luft höherer Pressung steht. Der Luftdruck ist etwa der gleiche wie oben in den Mörteltrommeln. Ist mit einem Durchbrechen des Mörtels entlang an der äußeren Wand von der Pfahlspitze nach oben zu rechnen, wird man durch die außenliegenden Spülrohre zunächst Mörtel pressen und eine Abschließung in Gestalt eines Ringwulstes herstellen. Wird danach erst durch das Mittelrohr Mörtel gepreßt, muß ein Fußklotz entstehen, der unabhängig von der Mantelreibung und der Tragkraft der Pfahlspitze eine sichere Lagerung darstellt. Findet keine Versteinerung des Bodens um die Pfahlspitze statt, muß die Einspülung erheblich tiefer erfolgen. Die Tragfähigkeit des reinen Spülpfahles beruht auf der Mantelreibung. Dieselbe wird beim Einspülvorgang vorübergehend aufgehoben und muß nachträglich wieder vorhanden sein. Die durch besondere Fußlagerung zu erzielende Pfahlverkürzung ist theoretisch schwer zu berechnen, aber je nach den besonderen Verhältnissen, vor allem der Bodenart, auf 10—30 v. H. zu veranschlagen. Wichtig ist, daß durch die Breitfußgründung unter höchstem inneren. Druck und durch die Verzementierung der näheren Umgebung ein nachträgliches Setzen des Pfahles ausgeschlossen wird. Man ist so völlig frei in der Lagerung des Überbausystems, d. h. man kann auch Träger auf mehreren Stützen verwenden. Da Pfahlgründungen immer auf kleine Stützweiten führen, ist dieser Vorteil nicht von der Hand zu weisen.

Die Vorgänge des Einspülens, Lüftens und Zementierens folgen stetig aufeinander und erfordern nur wenig Zeit. Nachdem die Pfahlspitze einzementiert und verhärtet ist, was bei der fetten Mischung 1 : 2 schnell vor sich geht, werden beide Arbeitsrohre ausgezogen. Das Innere wird sofort nach der Mörteleinpressung mit Wasser gefüllt bzw. mit Preßwasser nachgespült, um ein Anhaften des weichen Mörtels zu verhindern und das Rohr wieder verwendungsfähig zu haben, Man kann auch den Mörtel gegen Ende der Einpressung schnell dünnflüssig machen und allmählich zur Wasserspülung übergehen.

Sollte der Pfahl für sich allein keine genügende seitliche Standsicherheit haben, ist eine Abstützung über dem Wasserspiegel vorzunehmen.

Das Ausziehen der Stahlrohre geschieht ebenfalls durch Druckwasserpressen, die zwischen Pfahlkopf und Ansätzen am Mantelrohr wirken. Die Probebelastungen in Höhe der 1½fachen Last geschehen auch durch Druckwasserpressen, die zwischen dem Pfahlkopf und einem Riegel, der die Montageprähme verbindet, wirken.

Die Einbetonierung und die Einspannung in die festeren Bodenschichten zwischen Schlamm und festem Ton oder Kreide hindert den Pfahlkopf nicht an einer gewissen Beweglichkeit. Sie genügt auf alle Fälle, um eine feste Verbindung zwischen Pfahl und Überbau unter Vermeidung beweglicher Auflager zuzulassen.

Die Anlieferung des Pfahles geschieht schwimmend mit eingebauten Arbeitsrohren.

Von besonderer Bedeutung kann unter Umständen die Möglichkeit des schnellen Absenkens bei diesem Verfahren werden. So z. B. bei Gewässern mit starker wechselnder Strömung und häufig bewegter See. Die Zeiten stillen Wetters und die Stunden, in denen der Strom kentert, können ausgenutzt werden.

In Höhe des Wasserspiegels und 1 m darunter werden zwei oder mehr Pfähle oder statisch Pendelstützen durch einen Eisenbetonpfahlkopf zu einem Joch verbunden. Eine vorgesetzte scharfe Gußeisenschneide von 2,0—2,5 m Höhe dient nötigenfalls zum Schutze gegen andringende Eisschollen.

Für Schrägpfähle erleidet das vorbeschriebene Verfahren eine Abänderung dadurch, daß statt des Einspülens ein Abbohren mit einem Mantelrohr von 300 mm vorgenommen wird. Das hat den Nachteil, langsamer vor sich zu gehen, aber den Vorteil, das Einbringen einer Eiseneinlage zu ermöglichen, die eine zugfeste Verbindung mit dem Fuß herstellt. Das Einspülen von Schrägpfählen bereitet Schwierigkeiten insofern, als das Preßwasser nach der Seite der Pfahlspitze entweicht und der Pfahl bestrebt ist, infolge dessen ständig eine flachere Neigung anzunehmen. Ob diesem Übelstande durch eine besondere Formgebung der Pfahlspitze oder eine abweichende Richtung des Spülstrahles wirksam begegnet werden kann, müßten praktische Versuche erweisen. Bis zu einer Neigung von 10 v. H. gegen die Lotrechte dürfte die Absenkung mit dem normalen Verfahren möglich sein.

Es ist nicht nötig zu sagen, daß die vielfach angestrebte und sicher kommende Verwendung von Schlackenleichtbeton ihre besonderen Vorzüge beim Pfahlbau hat.

Der Gründung mit Pfählen sind erst durch deren Gewicht Grenzen gesetzt. Wenn dieses also wesentlich herabgemindert werden kann, erhöht sich entsprechend die zu erreichende Tiefe, die schon jetzt weit über die durch Druckluftcaissons zu erreichende hinausgeht.

Ist es möglich, statt eines Betons von 2,4 t/m³ einen solchen von 1,4 t/m,³ zu nehmen, so verringert sich wegen des gleichmäßigen Abzuges des Auftriebes von 1,0 t/m³ vor allem das Gewicht des Leichtpfahles im Wasser.

Wichtig ist, daß die Führung der Pfähle beim Niederbringen einwandfrei ist, d. h., daß die Führung statt zu stützen seitlich des Pfahles nicht etwa biegt oder stößt. Änderungen der Höhenlage sind etwa wie bei Landungsbrückenprähmen unschädlich und zulässig.

Als Vorbedingung des Verfahrens oder zum mindesten sehr wünschenswert sind vorherige Abbohrungen des Pfahlortes zwecks tunlichst genauer Ablängung. Indessen schadet ein geringer Zuschlag von 1—2 m nicht, wenn nur nicht eine sich schlecht spülende Tonschicht angetroffen wird.

Die erforderliche Pumpenanlage wird bei Spülpfählen mit einzementiertem Fuß schwächer ausfallen können als bei gewöhnlicher Spülung, da die einzementierten Pfähle nicht so tief gehen und die zu überwindende Mantelreibung erheblich geringer ist. Entsprechend verringern sich die sekundlichen Wassermengen und die Kosten.

Ein Rammen des Pfahles fällt gänzlich fort. Es wird für gefährlich gehalten, da die Stöße und Erschütterungen der schweren Rammbären das Entstehen der Schwindrisse begünstigen, die innern Spannungen steigert und sie zur Auslösung bringen. Die Rammen erhalten große Abmessungen und erfordern die Festlegung eines Kapitals von mehreren Millionen, deren Verzinsung nicht immer gesichert ist. — In diesem Zusammenhange verdient ein amerikanisches Patent erwähnt zu werden, das durch einen käfigartigen Umbau die Schläge des Rammbären unmittelbar hinunter zur Pfahlspitze leitet.

Die Form, in der sich der Pfahlfuß ausbildet, ist zwar unbekannt, aber die Sicherheit liegt in den inneren Drücken, die man durch Preßwasser, Preßluft und vor allen Dingen Preßmörtel auf die Bausohle ausüben kann und wodurch man eine Verdichtung, innige Verbindung und Versteinerung herbeiführt.

Größere Steine, Findlinge können eine Pfahlversetzung herbeiführen. Inwieweit sie Biegungsspannungen hervorrufen können, hängt von dem oberen Einspannungszustande ab.

Im allgemeinen ist bei dem stichartigen Eindringen in den Baugrund die Wahrscheinlichkeit des Antreffens größerer Hindernisse wesentlich geringer als bei der breitflächigen Senkkastengründung. Der Vorteil der Pfahlgründung ist jedenfalls die Leichtigkeit des Baukörpers. Eine Wertziffer für die Wirtschaftlichkeit einer Gründung ist unter anderem das Verhältnis A : G der Auflast A zum Gewicht G des Stützkörpers.

Der Pfahl ist bis untenhin ein Stab gleicher Festigkeit gegenüber allen möglichen auftretenden Beanspruchungen und erhält erst im tiefsten Punkt die notwendige Fußverbreiterung.

Das hier beschriebene erstmalig vorgeschlagene Verfahren vereinigt also die Vorzüge des Einspülens und des Zementeinpressens, vermeidet aber ihre Nachteile. Der erheblich verkürzte Pfahl wird schnell und erschütterungsfrei versenkt und ihm bei geringem Verbrauch von Preßmörtel eine sichere Tragfähigkeit gegeben.

Die Reihenfolge der Vorgänge sei nochmals in folgender Zusammenstellung gegeben:

A. Preßwasser:
1. Absenken durch direkte Spülung:
   a) Mittelrohr,
   b) Außenrohre,
   c) umgekehrte Spülung, wenn nötig,
   d) Nachdruck vermittels Preßwasser;
2. Ausziehen der Arbeitsrohre vermittels hydraulischer Pressen zwischen Pfahlkopf und Rohrknaggen;
3. Probebelastung mit 1½facher Last.

B. Preßluft:
1. Zum Ausblasen des Preßwassers;
2. zur Füllung des weiten Mantelrohres gegen Eindringen von Preßmörtel;
3. als Kraftquelle für die Preßmörteltrommel;
4. Druckluftnietung (z. B. für den nachfolgenden Überbau einer Brücke).

C. Preßmörtel:
1. Durch Außenrohre zwecks Ringwulstbildung;
2. durch Mittelrohr zwecks Fußklotzbildung;
3. Verzementierung von Eisenträgern an Stelle des Anstrichs.

Das Verfahren hat, wie schon erwähnt, den Vorzug der Sicherheit, der Schnelligkeit und der Wirtschaftlichkeit. Es ist möglich, an einem Tage mit einer Ausrüstung einschließlich der Zeit für die Anlieferung bei mittleren Bodenverhältnissen zwei Pfähle einzubringen. Einspülen und Mörteleinpressen geht in wenigen Stunden vor sich. Das Ausnutzen günstigen, d. h. ruhigen und trocknen Wetters, geringer Strömung, schwachen Verkehrs ist möglich. Der Bau ist also bei weitem nicht so gefährdet wie bei einer Bauweise, die längere Zeit erfordert.

Die Einrichtung des Arbeitsprahmes erfordert keine neuen Maschinen. Starke Pumpen und Mörtelpreßmaschinen sind jederzeit erhältlich. Höchstens die Rutsche in Holz oder Eisen bedingt eine einfache Zimmermanns- oder Eisenbauarbeit. Handelt es sich um einen großen Brückenbau, der von beiden Ufern aus begonnen wird, werden zweckmäßig drei Ausrüstungen, wovon eine als Aushilfe, beschafft.

Für die Bedienung bei der Versenkung genügen 5—6 Leute, wovon 3 gelernte Handwerker sein müssen. Das Kennzeichen der Bauweise dürfte in der bewußten Verbindung des Spülpfahles mit eingepreßtem Ringwulst und Fußklotz liegen, wobei ein einziges Rohr für die 3 Mittel: Preßwasser, Preßluft und Preßmörtel nacheinander verwandt wird.

Es dürfte einleuchten, daß diese flache Pfahlfußgründung mit geringer Einspannung des Pfahlendes, sich besonders für Pendelpfähle eignet.

Pfahlstützungen der beschriebenen Art sind leicht zu beseitigen. Sie eignen sich deshalb auch für vorübergehende Stützpunkte, z. B. beim Aufbau.

Es war in der Einleitung von den erforderlichen großen Massen für eine reine Druckluft- oder Brunnengründung nach alter Weise ausgegangen. Handelt es sich nun um noch größere Tiefen als 40 m, so wird die Druckluftgründung gesundheitsgefährlich, wegen der kurzen Arbeitsschichten kostspielig und später überhaupt unmöglich. Die Brunnengründung mit der absatzweisen Förderung des Baggergutes wird ebenfalls umständlich.

Gerade in diesen Tiefen, die bisher aussichtslos, weil unerreichbar waren, dürften sich erst die Vorteile des Spülpreßpfahles, besonders in der stetigen und schnellen Aufeinanderfolge der einzelnen Arbeitsvorgänge zeigen.

Manche Bauwerke, bei denen man bisher auf die Erreichung des guten Baugrundes verzichten und zu außerordentlichen Flächenverbreiterungen greifen mußte, können mit Hilfe der langen hohlen Pfähle, die auch aufgestückt werden können, mit vollkommener Sicherheit gegründet werden.

WIRTSCHAFTLICHE MITTEILUNGEN.

Die amerikanische Zement-Industrie im Jahre 1920.

Berichtet von Dr.-Ing. Kammüller, Karlsruhe i. B.

Die Herstellung von Zement war in Amerika, entsprechend der im Kriege erlahmenden Bautätigkeit, während der Kriegsjahre stark zurückgegangen. Nach dem Kriege verhinderten die hohen Preise bzw. die Hoffnung auf einen „Preisabbau" zunächst — während der ersten Hälfte des Jahres 1919 — ein starkes Anwachsen der Bautätigkeit.

Bei dem Kapitalreichtum des Landes und der jahrelang zurückgedämmten Bautätigkeit war dieser Zustand naturgemäß nicht von langer Dauer, und so begann trotz der nach wie vor hohen Preise in der zweiten Hälfte von 1919 sich die Bautätigkeit lebhaft zu entfalten und erreichte nach dem üblichen Abflauen im Winter im Jahre 1920 eine bisher noch nicht gekannte Lebhaftigkeit. Diese Erscheinung spiegelt sich naturgemäß im Verbrauch von Zement. Nach einrer von amtlicher Seite aufgestellten Statistik nahm die Herstellung von Zement von 1919 auf 1920 um 24 vH zu, zu Schiff wurden 13 vH mehr verfrachtet. Im ganzen wurde 1920 eine bisher noch nicht erreichte Menge von 100 302000 Faß (zu je 0,1415 cbm) Zement hergestellt. Der Durchschnittspreis eines Fasses betrug 2,01 Dollar, 17,5 vH mehr wie im Vorjahr.

An der Fabrikation waren 115 Fabriken beteiligt, dabei 4 neu gegründete.

Von Interesse ist auch die Zu- und Abnahme der Lager von fertigem Zement. Während zu Beginn von 1919 entsprechend der flauen Bautätigkeit über 1 000 000 Faß Zement fertig lagerten, betrug der Vorrat, entsprechend der steigenden Bautätigkeit am Ende von 1919 nur noch etwa 6 000 000 Faß in den Sommermonaten von 1920 war er trotz steigender Fabrikation teilweise ganz aufgezeht, wurde beim Nachlassen der Bautätigkeit in den Wintermonaten wieder aufgeholt und erreichte Ende 1920 wieder eine beträchtliche Höhe von 8 290 000 Faß.

Von den obengenannten Durchschnittszahlen zeigen sich im einzelnen natürlich beträchtliche Abweichungen. In 3 Distrikten weist 1919 gegen 1920 sogar eine Abnahme in der Fabrikation auf, bis zu 10 vH. Den größten Zuwachs in der Produktion zeigt Washington mit 64 vH, Tennessee-Alamba Georgia nur 1 vH. Dementsprechend war auch der Preis (Fabrikpreis) in Washington mit 2,47 Dollar am höchsten. Der geringste, in Illino,s-wat-Indiania betrug 1,77 Dollar.

Auch der Export, der etwa 3 000 000 Faß betrug, weist gegen das Vorjahr eine Steigerung um 500 000 Faß auf. Importiert wurden im Jahre 1920 etwa 500 000 Faß. (Nach „Cement", Jahr 1921, März.

PATENTBERICHT.

Wegen der Vorbemerkung (Erläuterung der nachstehenden Angaben) s. Heft 1 vom 15. Januar 1921. S. 30.

A. Bekanntgemachte Anmeldungen.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 17. März 1921.

Kl. 20 g, Gr. 1. G 51 573. Franz Greß, München, Clemensstr. 28. Ungleicharmige Drehscheibe. 26. VII. 20.

Kl. 37 a, Gr. 4. G 39 152. Franz Girlot, Brüssel. Vertr.: Dr. P. Ferchland, Pat.-Anw., Berlin W 30. Hohlmauer aus Steinen mit ineinander greifenden, auseinander- oder zusammenlaufenden Schenkeln. 22. V. 13. Belgien 1. X. 12 u. 13. II. 13.

Kl. 42 c, Gr. 4. B 93 271. August Brockmann, Düsseldorf, Pionierstr. 74. Winkelmesser. 8. III. 20.

Kl. 80 b, Gr. 3. G 46 103. Willy Giese, Piesteritz. Verfahren zur Herstellung von wasserdicht erhärtendem Zementmörtel und anderem Baumaterial; Zus. z. Pat. 293 715. 12. I. 18.

Kl. 80 b, Gr. 5. L 50 784. Max Lorenz, Rodann b. Wien; Vertr.: E. Cramer u. Dr. H. Hirsch, Pat.-Anwälte, Berlin NW 21. Verfahren zur Aufbereitung von Mischzementen aus Portlandzement und wassergranulierter Hochofenschlacke. 22. VI. 20.

Kl. 84 d. Gr. 1. V 15 595. Adolph Vogt, Düsseldorf, Bismarckstraße 95. Aufhängung einer selbsttätigen Grabeschaufel mittels Flaschenzugs an einer auf geneigter Bahn laufenden Katze; Zus. z. Pat. 304 104. 2. VI. 20.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 21. März 1921.

Kl. 20 h, Gr. 1. Sch 56 869. Carl Schurz, Köln a. Rh., Hohenzollernring 24. Fahrbahnpendelkontroller zum Anzeigen von Steigungen und Senkungen der Gleisstrecken. 2. XII. 19.

Kl. 20 h, Gr. 5. P 39 896. Carl Döring u. Wilhelm Passau, Hamburg, Grädener Str. 19. Fangvorrichtung für Hemmschuhe. 22. V. 20.

Kl. 35 b, Gr. 1. B 90 705. Breest & Co., Berlin. Befestigung von Flacheisenschienen, insbesondere von Laufschienen für Krane. 8. IX. 19.

Kl. 35 b, Gr. 1. B 93 204. Breest & Co., Berlin. Befestigung von Flacheisenschienen auf T-Trägern; Zus. z. Anm. B 90 705. 4. III. 20.

Kl. 37 b, Gr. 5. M 63 691. Metallwerke Stadler G. m. b. H., Bamberg, Mußstr. 5. Erdanker. 27. VII. 18.

Kl. 37 e, Gr. 9. G 45 311. Albert Germann, Frankfurt a. M., Sonnemannstr. 73. Gestell zur Herstellung von Wänden mit beiderseitiger Plattenverkleidung. 22. I. 17.

Kl. 42 c, Gr. 6. Z 11 377. Fa. Carl Zeiß, Jena. Nivelliereinrichtung. 3. II. 20.

Kl. 65 a, Gr. 3. K 75 127. Konrad Kisse, Bremen 13. Halteeisen zur lösbaren Befestigung von Scheuerleisten im Eisenbetonschiffbau. 15. XI.-20.

Kl. 65 a, Gr. 3. K 75 167. Konrad Kisse, Bremen 13. Verfahren zum Einschalen von Schiffskörpern aus Eisenbeton, insbesondere an den mehrfach gekrümmten Flächen derselben. 16. XI. 20.

Kl. 65 a, Gr. 3. P 38 795. Porsgrunds Cementstöperi A/S., Porsgrund, Norwegen; Vertr.: Fr. Meffert u. Dr. L. Sell, Pat.-Anwälte, Berlin SW 68. Verfahren zur Herstellung von Eisenbetonschiffen in der Lage Kieloben. 26. XI. 19. Norwegen 11. VIII. 16.

Kl. 80 a, Gr. 26. G 50 906. Heinrich Groß, Görlitz, Fischerstr. 7. Strangpresse zur Herstellung von an den Enden geschlossenen Hohlsteinen; Zus. z. Anm. G 49 481. 29. I. 20.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 24. März 1921.

Kl. 80 b, Gr. 9. F 46 419. Fabriko Aktiebolaget Kronsten, Stockholm; Vertr.: M. Mossig, Pat.-Anw., Berlin SW 29. Isolier- und Baumasse. 9. III. 20. Schweden 19. III. u. 24. IV. 19.

Kl. 84 a, Gr. 3. A 33 440. Oscar Albl, Hannover, Palmstr. 6. Selbsttätiges Stauwehr mit Roll- oder Hebelgewichtsausgleich. 15. V. 20.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 29. März 1921.

Kl. 80 b, Gr. 22. G 50 868. Dr. Arthur Guttmann, Düsseldorf, Ludendorffstr. 27. Verfahren zur Herstellung von Leichtsteinen. 4. V. 20.

Kl. 84 a, Gr. 3. K 72 500. Friedr. Krupp Akt.-Ges., Grusonwerk, Magdeburg-Buckau. Segmentwehr. 26. III. 20.

Kl. 84 c, Gr. 5. C 26 993. Hermann Clauberg, Berlin-Lankwitz, Corneliusstr. 20. Richtpunkt mit drehbarer Schlitzführung für Untergrundbahnen. 13. X. 17.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 31. März 1921.

Kl. 5 c, Gr. 4. S 50 177. Waldemar Sonnenschein, Ellguth-Zabrze b. Gleiwitz. Verfahren zum Abdichten von Wassereinbruchstellen in ersoffenen Schächten. 15. V. 19.

Kl. 20 i. Gr. 14. K 73 489. Johann Kremenezky, Wien; Vertr.: Dipl.-Ing. T. R. Koehnhorn, Pat.-Anw., Berlin SW 11. Elektrisches Blinklicht für Eisenbahnsignale. 19. VI. 20. Österreich 15. II. 17.

Kl. 80 a, Gr. 29. Sch. 52 666. Carl Heinrich Schol, Allendorf, Dillkreis. Presse zur Herstellung von Schwemmsteinen, insbesondere von Hochofenschlacken-Schwemmsteinen; Zus. z. Pat. 285 316. 25. II. 18.

Kl. 37 a. Gr. 5. 336 359. Emil Prüß, Berlin-Johannisthal, Sternplatz 6. Verfahren zur Herstellung voller Wandausfachungen zwischen tragenden Stützen. 9. VIII. 19. P 38 210.

Kl. 37 a, Gr. 7. 336 424. Kirchhoff & Co., Stuttgart. Verfahren, Mauern und andere Gebäudeteile auszutrocknen. 27. XI. 17. K 65 109.

Kl. 42 c, Gr. 24. 336 365. Erich Böttger, Jena, Forstweg 31. Röhrenlibelle. 9. VI. 20. B 94 426.

Kl. 80 b, Gr. 1. 336 281. Erik Christian Bayer, Kopenhagen; Vertr.: E. Cramer u. Dr. H. Hirsch, Pat.-Anwälte, Berlin NW 21. Verfahren zur Behandlung von Bimsstein als Zuschlag für Leichtbeton. 7. I. 20. B 92 267. Dänemark 16. XI. 18.

Kl. 80 b, Gr. 1. 336 547. Harland & Wolff, Ltd., Belfast, u. Arthur Marks, Knock, Belfast; Vertr.: Paul Müller, Pat.-Anw., Berlin SW 11. Verfahren zur Herstellung eines leichten Betons. 25. X. 19. H 78 738. Großbritannien 1. XI. 18.

Kl. 84 a, Gr. 3. 336 399. Hugo Herzbruch, Datteln i. W. Verfahren zum Dichten von Dammbalkenverschlüssen für Wasserbecken aller Art; Zus. z. Pat. 281 924. 15. I. 18. H 73 518.

Kl. 84 a, Gr. 3. 336 400. Friedrich Stoll, Pfarrkirchen, Niederbayern. Klappenwehr mit Gewichtshebel. 30. VII. 19. St. 33 547.

Kl. 84 c, Gr. 2. 336 549. Willem Joseph Steup, Utrecht; Vertr.: Dr. L. Gottscho, Pat.-Anw., Berlin W 8. Grundschwelle mit verbreitertem Fuß aus Beton für aufgehendes Mauerwerk. 20 X. 18. St 31 532. Holland 24. XI. 17.

Kl. 84 c, Gr. 2. 336 452. Emil Prüß, Berlin-Johannisthal, Sternplatz 6. Verfahren zum Gründen von Gebäuden in tragfähigem Baugrund, 17. X. 19. P 38 560.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 21. März 1921.

Kl. 19 a, Gr. 29. 336 777. Oskar Sattler, Braunschweig, Raabestraße 9. Spur- und Überhöhungsmesser. 24. II. 20. S 52 336.

Kl 19 b, Gr. 2. 336 619. Artur Mollenkopf, Lübeck, Königstr. 81. Schienenreiniger für Straßenbahnen. 10. VIII. 19. M 66 436.

Kl. 20 g, Gr. 1. 336 620. Prvni Ceskomoravska tovarna na stroje v Praze (Erste Böhmisch-Mährische Maschinenfabrik in Prag), Prag; Vertr.: M. Mintz, Pat.-Anw., Berlin SW 11. Drehscheibe. 6. III. 19. E 23 790. Österreich 15. I. 17.

Kl. 37 f, Gr. 8. 336 685. Carl Tuchscherer, Breslau, Gutenbergstraße 11. Flugzeughalle mit Drehwerk zum Einschwenken der Flugzeuge in die Halle; Zus. z. Pat. 333 408. 12. III. 19. T 22 599.

Kl. 80 b, Gr. 5. 336 708. Karl Gustaf Wennerström, Borlänge, Schweden; Vertr.: Dr. Alexander-Katz u. F. Bornhagen, Pat.-Anwälte, Berlin SW 48. Verfahren zur Herstellung von Zement aus flüssigen Schlacken und Kalk oder Kalkstein im elektrischen Ofen. 13. III. 20. W 54 803. Schweden 10. II. 19.

Kl. 80 b, Gr. 7. 336 661. Dr. Arthur Walter, Frankfurt a. M., Bockenheimer Landstr. 25, u. Dr. Emil Weber, Schwepnitz, Sa. Verfahren zur Herstellung gießbarer Massen. 14. VIII. 17. W 49 613.

Kl. 80 b, Gr. 25. 336 603. Harburger Chemische Werke Schön & Co., u. Werner Daitz, Harburg, Elbe. Verfahren zur Herstellung von Kunstasphalt u. dgl. 26. V. 18. H 74 443.

Kl. 84 d. Gr. 2. 336 664. Menck & Hambrock, G. m. b. H., Altona-Ottensen. Tragvorrichtung für Löffelbagger. 14. X. 19. M 67 089.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 4. April 1921.

Kl. 19 a, Gr. 29. 336 889. Willi Berlemann, Coesfeld i. W. u. Paul Rother, Buchholz, Kr. Harburg. Lehre für die Schienenüberhöhung in Gleiskurven. 24. IV. 20. B 93 827.

Kl. 37 e, Gr. 8. 336 907. Paul Knies, Bochum, Richardstr. 31. Gerüstspannkette mit Kettennußspannvorrichtung. 22. VII. 14. K 59 584.

Kl. 42 a, Gr. 20. 336 843. Adolf Reile, Teckstr. 7, u. Georg Rau, Strohbergstr. 45, Stuttgart. Gerät zum Ziehen von Kreisbögen und Radien ohne Benutzung des Mittelpunktes. 23. IV. 20. R 50 022.

Kl. 80 b, Gr. 15. 336 928. Kurt Kmennt, Troppau, Österreich; Vertr.: M. Mintz, Pat.-Anw., Berlin SW 11. Verfahren zur Herstellung von ein- und mehrfarbig marmoriertem Kunststein. 23. VIII. 18. K 66 995. Österreich 31. I. 18.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 4. April 1921.

Kl. 19 a, Gr. 28. G 52 190. Wilhelm L. Groß, Berlin-Lankwitz. Schienenklemmvorrichtung. 26. X. 20.

Kl. 19 c, Gr. 11. S 47 611. Gustav Siegrist, Karlsruhe i. B., Augustastr. 10. Fahrbare Vorrichtung zum Herstellen von Straßen. 29. XII. 17.

Kl. 20 i, Gr. 3. D 36 530. Deutsche Eisenbahnsignalwerke Akt.-Ges., Georgsmarienhütte. Dreibegriff-Vorsignal. 10. X. 19.

Kl. 20 i, Gr. 3. R 49 868. Eduard Römpler, Magdeburg, Kronprinzenstr. 14. Buchstabensignal zur Ausführung der Bremsprobe bei Eisenbahnzügen; Zus. z. Pat. 334 147. 27. III. 20.

Kl. 20 i, Gr. 4. M 68 352. William Hamilton Martin, Vlissingen, Niederl.; Vertr.: Dr.-Ing. Rudolf Specht, Pat.-Anw., Hamburg I. Weiche mit stumpfer, zwei Laufflächen besitzender Zunge. 18. II. 20. England 19 II. 19.

Kl. 20 i, Gr. 5. H 80 201. Georg Otto Hammann, Oppeln, Krakauer Str. 44. Hakenweichenschloß; Zus. z. Pat. 312 449. 14. II. 20.

Kl. 20 i, Gr. 8. Sch 58 964. Georg Schönfelder, Berlin, Reuchlinstraße 5. Straßenbahnweichenzunge. 29. VII. 20.

Kl. 20 i, Gr. 14. L 49 741. Georg Luft, Neu-Ulm. Weichensignal für doppelte Kreuzungsweichen. 26. I. 20.

Kl. 20 i, Gr. 15. M 68 342. Manfred Müther, Königsberg i. Pr., Fließstr. 12. Durch den Fuß zu betätigende Weichenstellvorrichtung für Straßen- und Kleinbahnen. 17. II. 20.

Kl. 20 i, Gr. 19. C 28 909. Michael Czepolonek u. Silvester Sawonski, Zlotnik; Vertr.: Hermann, Rechtsanwalt, Leipzig. Automatische Wegeschranke. 26. III. 20.

Kl. 20 i, Gr. 33. C 29 132. Thomas T. Chaloner, New York, Vertr.: Georg Hirschfeld, Pat.-Anw., Berlin SW 68. Vorrichtung zum selbsttätigen Anhalten von Eisenbahnzügen. 2. VI. 20.

Kl. 20 i, Gr. 34. L 50 594. Charles Lefebvre, Paris; Vertr.: R. H. Korn, Pat.-Anw., Berlin SW 11. Sicherheitsvorrichtung für die Wiedergabe der Signale auf der Lokomotive. 2. VI. 20. Frankreich 27. II. 20.

Kl. 20 i, Gr. 35. B 94 682. Joseph Bethenod, Paris; Vertr.: C. v. Ossowski, Berlin W 9. Elektrische Einrichtung zur Wiederholung von Streckensignalen auf der Lokomotive. 22. VI. 20. Frankreich 3. V. 19.

Kl. 20 i, Gr. 35. G 51 185. Michael Gruber, Mozartstr. 9/1, u. Karl Schuster, Fraunhoferstr. 19/1, München. Elektrisch betriebene Signaleinrichtung für Eisenbahnen. 17. VI. 20.

Kl. 20 i, Gr. 35. Sch 58 544. Adolf Schulz, Uelzen, Hann. Kurzschließer zur elektro-automatischen Bremsvorrichtung für Lokomotiven; Zus. z. Pat. 331 310. 16. VI. 20.

Kl. 20 i, Gr. 36. P 38 295. J. Pohlig Akt.-Ges., Köln-Zollstock u. Fritz Bielefeld, Köln, Wormser Platz 23. Blockanlage für elektrische Bahnen mit fest verlegter Fahrleitung. 23. VIII. 19.

Kl. 20 i, Gr. 38. A 30 978. M. Emile-Pierre Antoine Abric, Paris; Vertr.: Dr. B. Alexander-Katz, Berlin SW 48. Selbsttätige Streckensicherung für Eisenbahnen. 12. IX. 18. Frankreich 7. X. 15.

Kl. 20 i, Gr. 39. R 49 746. Emil Rutkowski, Berlin-Steglitz, Heinrich-Seidel-Str. 1. Vorrichtung zum Anzeigen des Herannahens von Eisenbahnfahrzeugen. 10. II. 20.

Kl. 20 i, Gr. 41. F 45 879. Theodor Fechteler, Mülheim, Ruhr, Heißen. Streckenkontrolle. 17. XII. 19.

Kl. 37 b, Gr. 3. L 48 731. Dipl.-Ing. Oskar Lewandowsky, Hildesheim, Sprengerstr. 46. Zusammengesetzte hölzerne Balken oder Stützen. 13. VIII. 19.

Kl. 84 a, Gr. 3. M 65 687. Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg A.-G., Nürnberg. Antrieb für wagerecht geteilte Schützen von Wehranlagen mit nur einem Windwerk für beide Schützen. 16. V. 19.

B. Erteilte Patente.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 21. März 1921.

Kl. 5 c, Gr. 4. 336 499. Oskar von Horstig, Saarbrücken. Nachgiebiger, zweiteiliger Grubenstempel; Zus. z. Pat. 301 302. 4. I. 16. B 80 800.

Kl. 5 d, Gr. 9. 336 247. Stephan, Frölich & Klüpfel, Scharley, O.S. Vorrichtung zum Abspritzen von Versatzgut u. dgl. 10. III. 20. St 32 991.

Kl. 19 a, Gr. 26. 336 464. Elektro-Thermit G. m. b. H., Berlin. Verfahren zum Schließen der Schienen-Stoßfugen durch Fugenplättchen. 7. VIII. 19. E 24 249.

Kl. 19 a, Gr. 28. 336 417. Zwirner & Zöllner, Tiefbaugeschäft, Halle a. S. Einstellvorrichtung für die Rollen von Gleisrückmaschinen. 13. II. 20. Z 11 388.

Kl. 19 c, Gr. 11. 336 338. Carl Julius Åberg, Stenstorp, Schweden; Vertr. H. Springmann u. E. Heise, Pat.-Anwälte, Berlin SW 61. Verfahren und Vorrichtung zum Herstellen von Schotterstraßen. 30. IV. 16. A 28 049. Schweden 2. III. 16.

Kl. 20 a, Gr. 14. 336 492. Maschinenfabrik Hasenclever Akt.-Ges., Düsseldorf. Anlage zur Förderung von auf Gleisen laufenden Wagen. 11. VII. 18. M 63 557.

Kl. 20 i, Gr. 9. 336 249. Aktiebolaget Svenska, Tobaksmonopolet, Stockholm; Vertr.: Dipl.-Ing. Dr. J. Oppenheimer, Pat.-Anw., Berlin W 15. Weiche für Hängebahnen. 11. V. 20. A 33 405. Schweden 26. II. 19.

BÜCHERBESPRECHUNGEN.

Technik, Ingenieur und Hochschulstudium. Einführungsvortrag, gehalten an der Technischen Hochschule Karlsruhe von Dr.-Ing. Fr. Engesser, Professor und Geheimer Oberbaurat. II u. 52 S. in 8°. Verlag von Julius Springer, Berlin 1921. M 5,—

Bei dieser Veröffentlichung Engessers handelt es sich um die Wiedergabe eines Vortrages, den er zu Beginn des Wintersemesters 1920 an der Technischen Hochschule Karlsruhe gehalten hat mit dem Zwecke, die Studierenden des Bauingenieurwesens in das akademische Studium und in das Leben an der Hochschule einzuführen, um ihnen einen Einblick von vornherein zu gewähren in das Wesen technischer Arbeit, sie vertraut zu machen mit den Anforderungen, die an Persönlichkeit, Wissen und Können des Ingenieurs zu stellen sind.

Ausgehend von den vielgestaltigen Aufgaben, die dereinst der Bauingenieur zu bewältigen haben wird, geht der Vortrag zunächst in lichtvollen Ausführungen auf die Geschichte der Technik ein, wendet sich dann der Entwicklung des technischen Unterrichts, namentlich im Hinblick auf Karlsruhe zu um sich weiterhin mit seinem eigentlichen Thema zu befassen, das in dreifacher Gliederung behandelt wird: Wesen und Aufgaben der Technik, Anforderungen an den Ingenieur, sein Wissen und Können und Mittel und Wege, sich das Wissen und Können zu eigen zu machen. Wenn es auch selbstverständlich ist, daß alle diese Fragen sich in einem verhältnismäßig kurzen Vortrage nur schwer erschöpfend behandeln lassen und auch die Darstellung von der besonderen Anschauung und Erfahrung des Vortragenden beeinflußt werden muß, so spricht doch im vorliegenden Falle ein auf hoher wissenschaftlicher Warte stehender, durch jahrzehntelange Lehrerfahrungen getragener, in weitesten Fachkreisen hochgeachteter akademischer Lehrer zur Jugend, so daß seine Darlegungen von vorneherein den Stempel eines weitblickenden Geistes, vereint mit begeisternder Hingabe an sein Fach, seinen Lehrberuf und gestützt durch wahres Verständnis für die akademische Jugend tragen. Deshalb sind auch die Engesserschen Ausführungen in ihrer Mehrheit nicht nur für Bauingenieure, sondern für jeden angehenden höheren Techniker bedeutungsvoll, sind nicht an den Ort gebunden, sondern erörtern all die einschlägigen Fragen von allgemeinsten Gesichtspunkten aus. Das Goethesche Wort: Was gelten soll, muß wirken und muß dienen, stellt er als Wahlspruch für das Wappen der Technik auf, spricht von der „Zweckmäßigkeit" jedes technischen Werkes, teilt die technische Arbeit in Erkennen und Forschen, Entwerfen und Berechnen, Ausführen und Verwalten, hierbei vorwiegend der schöpferischen Tätigkeit des Ingenieurs gerecht werdend; auch auf die ästhetischen Beziehungen und ihre hohe Bedeutung für den Ingenieur, der in seinem, Fach auch Künstler sein muß, geht er ein, behandelt dann weiter die Beziehungen zwischen Technik, Naturwissenschaften, Wirtschaft Staat und Kultur. Es folgen dann Ausführungen über die Tätigkeit des Ingenieurs im allgemeinen, die Sprache des Ingenieurs — Wort und Zeichnung — die von ihm zu tragende hohe Verantwortlichkeit, die sehr wertvolle außerberufliche Tätigkeit, über das Verhältnis von Berufs- zu allgemeiner Bildung, über die Eigenschaften, die ein tüchtiger Ingenieur von vornherein mitbringen bzw. sich erwerben muß und endlich über die Technische Hochschule selbst, ihre Organisation, ihr Wesen, das Leben in und auf ihr, die Notwendigkeit ausreichender Körperpflege während der Arbeit und die Erziehung des Studierenden auf der alma mater. „Die Studienzeit an der Hochschule", so schließt Engesser seine Ausführungen, „ist die Blütezeit im Leben des Ingenieurs. Sie ist wie jede Blütezeit eine schöne Zeit. Der junge Studierende steht noch außerhalb der Kämpfe und Widerwärtigkeiten des praktischen Lebens; er kann sich mit Gleichgesinnten ungestört seinen Aufgaben widmen, Geist und Körper pflegen, schöne Lebensfreuden genießen, Idealen nachstreben. Er findet die Wege geebnet und erhält beim Beschreiten derselben alle Förderung durch seine Lehrer. Der ganze Organismus der Hochschule dient der Erreichung des ihm gesteckten Zieles. Aber die Blüten dürfen keine tauben Blüten sein; die Pflichten gegen sich selbst, gegen Familie und Vaterland verlangen, daß aus den schönen Blüten gute Früchte reifen, daß aus einem frohen Studenten ein tüchtiger Ingenieur, ein ganzer Mann werde."

Möchten die von hoher idealer Begeisterung getragenen Ausführungen des berufenen akademischen Lehrers und Erziehers vielseitige Verbreitung und bei allen denen einen kraftvollen Widerhall finden, die sich dem Studium des Ingenieurwesens widmen wollen, heute und in Zukunft. Aber auch in den Kreisen der alten Akademiker und der künftigen und jetzigen Hochschullehrer werden die von hoher Warte ausgehenden Darlegungen Engessers freudiger Zustimmung und regsten Interesses sicher sein können. Ebenso wird jeder Nichttechniker aus den Ausführungen entnehmen können, wie hoch zurzeit als wertvolle Trägerin der Kultur, als kraftvollste Förderin des Wirtschaftslebens, als Schöpferin und Erhalterin produktiver vaterländischer Arbeit die deutsche wissenschaftliche Technik steht. Deshalb sollte der Engesserschen Rede eine weite Verbreitung im deutschen Volke zuteil werden, namentlich sollte sie auch in unseren deutschen Mittelschulen Eingang und Beachtung finden! M. F.

Taschenbuch für den Maschinenbau, herausgegeben von Prof. H. Dubbel, Berlin. Dritte, erweiterte und verbesserte Auflage. (XI u. 1588 S. in 8°, 2620 Textfiguren und 4 Tafeln). Zwei Teile. Verlag von Julius Springer, Berlin 1921. In 1 Bd. geb. M 70,—; in 2 Bd. geb. geb. M 84,—

Das rühmlich bekannte Werk, welches seit seinem ersten Erscheinen 1914 nun schon in dritter Auflage vorliegt, ist gegenüber der zweiten Auflage vom Jahre 1919 um 55 Seiten Text und 110 Abbildungen erweitert. Es hat sich in Fachkreisen rasch eingebürgert und ist zurzeit neben der altberühmten „Hütte" wohl das am meisten benutzte Handbuch für den gesamten Maschinenbau einschließlich Elektrotechnik. Die Haupteinteilung ist unverändert geblieben. Die Kapitel: Zahnräder, Riemen- und Seiltrieb, rotierende Kraft- und Arbeitsmaschinen, Revolverdrehbänke wurden erweitert bzw. neu aufgenommen. Zu begrüßen ist die Vermehrung der Rechnungsbeispiele, wodurch die Anwendung der theoretischen Grundlagen für Studierende und ebenso für die in der Praxis stehenden Ingenieure wesentlich erleichtert wird. Um den Umfang des Buches nicht zu sehr zu steigern, mußte hie und da zugunsten neuaufgenommener Gegenstände einiges aus der zweiten Auflage weggelassen werden. Im einzelnen möchte ich über die Neuauflage folgendes bemerken: I. Teil. In Mathematik I blieben weg die ohnehin kleinen Abschnitte F und G (Zahlenwerte und Bemerkungen zu den Tafeln A bis E), in II das Beispiel zur Fourierschen Reihe; neu sind: der Abschnitt über abgekürztes Rechnen, Beispiel zur Regula falsi. Mechanik III: weggefallen ist die Abbildung des Woltmannflügels; neu die Langsche Gleichung für die Rohrreibung; in V sind neu die Beispiele zur Drosselung von Naßdampf und überhitztem Dampf, weggelassen dagegen das Schaubild für c_{pm}. II. Teil. In Abschnitt XI ist die Evolventenverzahnung durch 2 Figuren erweitert, neu aufgenommen die „Ozoiden"-Verzahnung von Stolzenberg & Co. Der Berechnung der Zahnräder hat eine erhebliche Erweiterung erfahren, ebenso die der Schnecken- und Schraubenräder. In Abschnitt XIV (Riemen- und Seiltrieb) ist die Behandlung der Kräftewirkung im wagerechten Trieb nach Kutzbach neu aufgenommen, ebenso das Gesetz von Skutsch-Stiel, Ersatzstoffriemen sowie die Tafel der Übertragungsleistung von Hanfseilen. Abschnitt Dampferzeugung: Neu die Pendelfeuerbrücke von Steinmüller mit Abbildung. Die Seiten 882 und 883 sind im Druck versehentlich umgestellt. Abschnitt Dampfmaschinen: Weggeblieben ist die Ermittelung des Schieberweges nach Müller-Seemann bei Schwingdaumenantrieb der Steuerorgane. Neu ist Abb. 30 S. 912 (Auslaßventil) sowie der Absatz Wirkungsgrad und Wärmeverbrauch S. 932 ff. Gasmaschinen: Hinzugekommen ist das Hellenschmidtsche Diagramm nach Z. d. V. d. I. 1913 S. 701 sowie die Abbildung 97 S. 944 betr. die Schwankung im Mischungsverhältnis während einer Umdrehung. Weggeblieben sind die Figuren der Seite 931 der II. Auflage (Zylinder- und Ventilschnitt). Kraftgaserzeuger: Es fehlt die Sauggasanlage von Deutz. Wasserturbinen: Weggeblieben ist die Schwamkrugturbine, neu dagegen die Peltonturbinenanlagen mit 2 Düsen (Abb. 9 S. 991). Kreiselpumpen: Neu ist das Berechnungsbeispiel einer Kreiselpumpe. Das in der II. Auflage undeutliche Diagramm Abb. 52 ist verbessert worden. Die Zahlentafel über Mitteldruckpumpen von Weise und Monski ist gestrichen. Dampfturbinen: Die η_u-Kurve nach Lasche fehlt, dafür neu die nach Stodola. Ebenso ist neu das Beispiel einer 1000-kW-Curtis-Zoelly-Turbine (mit Diagramm), worin übrigens q_r und die Verwertung der Austrittsenergie unberücksichtigt geblieben sind. Die Umfangsgeschwindigkeit von 250 $m \cdot s^{-1}$ ist reichlich hoch gewählt. In Abb. 91 möchte die Leitvorrichtung (Düsen) zum Curtisrad künftig nachgetragen werden. Abwärmeverwertung: Neu ist die Angabe über Dampfverbrauch bei Gegendruck-Lokomobilen sowie die Diagramme über Gegendruckturbinen, verschiedene Diagramme über Dampfverbrauch, Heizdampfmengen, ausgenutzte Abdampfmenge u. a. Beispiel für Zwischendampfentnahme bei Verbundmaschinen. Wärmespeicher: Die Abbildungen der Rateau- und Balckespeicher sind weggelassen, dafür neu aufgenommen Angaben über den Abdampf-

speicher Estner-Ladewig. Kondensation: Neu ist die Abbildung eines Balckekondensators sowie Rechnungsbeispiele für die Kondensation einer 1000-kW-Turbine einschl. Luftpumpe. Hebemaschinen: Neu ist die Sicherheitsklammer für Drahtseile. Werkzeugmaschinen: Neu ist das Reibgetriebe für Rund- und Innenfräsmaschinen, Revolverdrehbänke (ausführlich), Innenschleifmaschinen (Schema). Elektrotechnik: Neu ist die Wirkungsgradtabelle von Drehstromgeneratoren.

Aus vorstehender Übersicht ergibt sich, daß die neue Auflage wesentliche Erweiterungen und Verbesserungen bringt, daß aber die Besitzer der zweiten Auflage diese keineswegs beiseite zu legen brauchen. Das vortreffliche Werk verdient durchaus die volle Beachtung der Fachwelt und kann bestens empfohlen werden.

Dresden, April 1921. E. Lewicki.

Die rationelle Haushaltführung. (Das Taylorsystem im Haushalt). Betriebswissenschaftliche Studien. Autor. Übersetzung von: The New Housekeeping by Christine Frederick. Von Irene Witte. Mit einem Geleitwort von Adele Schreiber. Mit 6 Tafeln (XII u. 136 S.) in 8°. Verlag von Julius Springer. Berlin 1921. Eleg. geb. M 15,—.

Es mag vielleicht wundernehmen, wenn das vorgenannte, sich ganz ausschließlich an die Hausfrauen richtende Buch, in einer rein technischen Zeitschrift besprochen wird. Abgesehen davon, daß die Technik alle und jede Vereinfachung irgendwelchen Betriebes, aufgebaut auf wissenschaftlicher Beobachtung an und für sich verfolgen soll, um einmal sich den Ergebnissen der Betriebsvereinfachung anzupassen, Vorschläge für deren Durchführbarkeit zu machen, oder um zum anderen aus den gebotenen Gedankengängen weitere Folgerungen für eigene Zwecke abzuleiten, ist heute alles das für die Technik und ihre Vertreter hochbeachtlich, was die Wissenschaft einer wohldurchdachten Betriebsführung berührt — jene neue Wissenschaft, die in jede menschliche Betätigung einzugreifen berufen ist und Aufgaben von bisher nur geahnter Größe zu lösen haben wird. Daneben behandelt aber das vorliegende glänzend geschriebene und ausgezeichnet übersetzte Werk ein Sondergebiet der wissenschaftlichen Betriebslehre, das für jeden Kulturmenschen von besonderer Bedeutung und berufen ist, auch unseren deutschen Hausfrauen eine gesteigerte geistige Ausrüstung zu verleihen, und damit nicht nur sie von mechanischer Arbeit zu befreien, dem alten unerfreulichen Sichverbrauchen im Hauswesen vorzubeugen, sondern auch ihr Zeit und Kraft für die Betätigung auf allgemeinen Kulturgebieten zu gewähren. Es ist keine einfache Aufgabe, die sich die amerikanische Verfasserin gestellt hat: das Taylorprinzip, das bereits zu so erstaunenswerten Leistungen in der Industrie geführt hat, auf den Haushalt mit seinen vielgestaltigen, unter sich oft nicht im Zusammenhang stehenden Arbeiten zu übertragen, d. h. auch hier mit einem Minimum von Kraftanwendung und Zeit ein Optimum an Arbeitsleistung zu ermöglichen. Daß dies aber tatsächlich, wenigstens unter amerikanischen Verhältnissen möglich ist, beweist die Verfasserin im einzelnen an den durch Jahre hindurch selbst gemachten Beobachtungen und den hieraus abgeleiteten und immer wieder kontrollierten Erfahrungen. Selbstverständlich kann, namentlich für unsere deutschen Verhältnisse, das Buch von Frederick-Witte keine vollkommene Umwandlung auf hauswirtschaftlichem Gebiete in kurzer Zeit erwarten; das will und soll es auch nicht. Wecken soll es in erster Linie durch vorbildliche Tätigkeit das Interesse an der wissenschaftlichen Betriebsführung des Hauswesens, anregen will es in diesem Sinne zur Kraft- und Zeitersparnis und besseren Ausnutzung dieser beiden Funktionen. Und es ist nicht zu verkennen, daß durch solch wissenschaftlich-betriebstechnisches Denken der Hausfrauen eine Besserung aller Verhältnisse im Haushalt bewirkt und das Heim, von der Verfasserin mit Recht als die Wiege der Nation bezeichnet, auf eine höhere Stufe im Kulturleben der Gegenwart gestellt werden kann.

Das Frederick-Wittesche Buch sollte einen Siegeszug durch Deutschland machen; in keinem Haushalte sollte es hier fehlen. An seiner Hand sollte die heranreifende deutsche Jugend über die wissenschaftliche Betriebslehre im Haushalt ausgebildet werden, eine Reihe begeisterter Vertreterinnen sollte es erziehen, die seine Lehren namentlich auch in die Kreise der Arbeiterbevölkerung tragen, mittelbar dort das geistige Niveau heben und somit auf die Abschwächung der sozialen Gegensätze hinarbeiten. In diesem Sinne sollte auch das Buch bei der Schulentlassung recht vielen deutschen Mädchen als Wegweiser und Lehrer mit auf den Weg gegeben werden. Vielleicht finden sich weitschauende deutsche Frauen und Männer, welche nach Einsicht in das Buch hierfür die notwendigen Mittel zur Verfügung stellen. Die innerliche Volksgesundung unseres Volkes wird es ihnen danken.

Deshalb kann dem Buch von Frederick-Witte nur die allerallgemeinste Verbreitung in deutschen Landen gewünscht werden.

Aber auch die Technik als solche darf an dem Buche nicht vorübergehen. Für die Architekten sind die in ihm behandelten Fragen über Raummaße und Raumgestaltung sehr bedeutungsvoll, für die Industrie unserer Haus- und Küchengeräte, der Installation usw. finden sich in dem Werke so viele hochwertvolle Hinweise, daß auch auf alle diese Industriezweige das Werk befruchtend und zu Neuschöpfungen anregend einwirken muß. M. F.

Carl Saß, Straßen- und Baufluchtengesetz nebst Wohnungsgesetz. Kommentar. Sechste völlig neubearbeitete Auflage. Berlin und Leipzig 1920. Vereinigung wissenschaftlicher Verleger. Walter de Gruyter & Co. Preis geh. 18,— M, geb. 22,— M.

Wer in Preußen als Verwaltungsbeamter oder Techniker in der Praxis des Wohnungs- und Städtebauwesens oder der Baupolizei zu arbeiten genötigt ist, muß sich auf das „Straßen- und Baufluchtengesetz" vom 2. Juli 1875 stützen. Der zeitliche Abstand jedoch, der uns heute von den diesem Gesetz zugrunde liegenden Verhältnissen trennt, läßt allein schon erraten, wie groß unter Umständen die Schwierigkeiten sein können, die seine Anwendung und Einstellung auf die Forderungen und Anschauungen der Gegenwart mit sich bringt. Technische und rechtliche Denkweise, Verwaltungseinrichtungen und Kompetenzabgrenzungen haben sich seit 1875 doch so auffällig verschoben, daß der zwischen Gesetz und Praxis vermittelnde Beamte oder Techniker eines gewissenhaften Führers bedarf, um überhaupt zu einer Stellungnahme gelangen zu können.

Einem solchen Bedürfnis kommt der vorliegende Kommentar vortrefflich entgegen. Mit weit umfassender Sammelarbeit hat der Kommentator des Gesetzes in übersichtlicher Anordnung alle für das Verständnis und die richtige Anwendung des Gesetzes maßgebenden Entscheidungen zusammengefaßt und, wo nötig, begründet. Sein aus älteren Auflagen herausgestalteter neuer Kommentar ist geradezu ein Hand- und Lehrbuch geworden, aus dem man mit Hilfe des beigefügten erschöpfend und sorgfältig abgefaßten Inhaltsverzeichnisses — es muß dies besonders hervorgehoben werden — sich mit der gesamten, nicht einfach gegliederten Gesetzesmaterie vertraut machen kann. Überdies wird es wohl nur wenige Kommentare geben, die beim Lesen so wenig ermüden und die zu eigenem Weiterdenken Anregung bieten, wie der vorliegende.

Namentlich auf das sehr breit behandelte wichtige Kapitel über die Regelung der Anliegerbeiträge möchte hier noch besonders hingewiesen werden. Ist doch das Verhältnis des Bauenden zu Straßen- und Baufluchtlinien gerade in diesem Punkte eine so schwierige und noch nicht restlos geklärte Angelegenheit, daß man dem Verfasser für die breite Vorführung der bestehenden Anschauungen und Maßnahmen und ihrer Motive besonderen Dank sagen muß.

Wesentlich erleichtert wird die Benutzung des Kommentars durch die Anfügung des Zweckverbandsgesetzes, des Umlegungsgesetzes, des Kommunal-Abgabengesetzes, der lex Adickes und der Ausführungsanweisung zum Wohnungsgesetz. Es war ein glücklicher Gedanke des Verfassers, diese im Wortlaut seinem Kommentar anzufügen. Ein vortrefflich benutzbares Sachregister bildet den Schluß der einer starken Verbreitung würdigen Arbeit.

Prof. Diestel,
Geh. Hofrat, Dresden, Techn. Hochschule

Aus Natur und Geisteswelt. Bd. 9. Festigkeitslehre. Von Reg.-Baumstr. A. Schon, Gewerbeschulrat, Baugewerkschuldirektor in Essen. Zweite Aufl. mit 119 Fig. im Text. Verlag B. G. Teubner 1921. Kart. 2,80 M, geb. 3,50 M und Teuerungszuschläge.

Das kleine Bändchen, bestens durch Figuren erläutert, bringt in klarer, übersichtlicher Art die Grundzüge der Festigkeitslehre — ohne Anwendung höherer Mathematik —, wie sie für Baugewerkschulen erforderlich sind. Alle theoretischen Herleitungen werden durch einfache, klar behandelte Beispiele unterstützt, die vorwiegend dem Gebiete des Maschinenbaues entnommen sind, daneben auch — wie das bei der Trägerlehre z. B. gegeben — Anwendungen im Hochbau behandeln. Das kleine Werk kann für den Leserkreis, an den es sich wendet, bestens empfohlen werden.

Desgl. Bd. 828: Statik. Von demselben Verfasser und Verlage und zu demselben Preise.

An eine allgemeine Einleitung über innere und äußere Kräfte, das Gesetz der Gegenwirkung usw. schließt sich ein Abschnitt über Graphostatik an, dem eine Anzahl Anwendungsbeispiele angefügt sind. Es folgt die Behandlung der Träger auf 2 Stützen unter der Einwirkung der verschiedensten feststehenden, daneben auch beweglichen, senkrecht wirkenden Lasten und die Darstellung der Einflußlinie dieser Trägerart für A, M. und Q. Weiter wird besprochen die Berechnung der Tonnengewölbe einschließlich ihrer Pfeiler und Widerlager, die Spannkraftermittlung in einfachen Balken-Fachwerksbindern und endlich noch das Wichtigste mitgeteilt über Erd- und Wasserdruck und die Berechnung der Mauern unter ihrer Einwirkung. Auch bei diesen Bändchen erläutern Beispiele praktischer Art die gegebenen theoretischen Entwicklungen. Bei dem an und für sich bestens durchgearbeiteten und einwandfreien Inhalt der Bändchen will im Hinblick auf den verhältnismäßig geringen Umfang, in dem das Gesamtgebiet der Statik hier bearbeitet ist und auch wohl nur behandelt werden sollte, die Bezeichnung „Statik" für Bd. 828 etwas gewagt erscheinen. Das soll aber nicht die Anerkennung der Güte dessen, was das Bändchen in gedrängter Form alles bietet, schmälern und seine warme Empfehlung für die Schüler der Baugewerkschulen namentlich des Maschinenbaues, verhindern. M. F.

Für die Schriftleitung verantwortlich: Geheimrat Dr.-Ing. E. h. M. Foerster, Dresden. — Verlag von Julius Springer in Berlin W.
Druck von H. S. Hermann & Co., Berlin SW 19, Beuthstrasse 8.

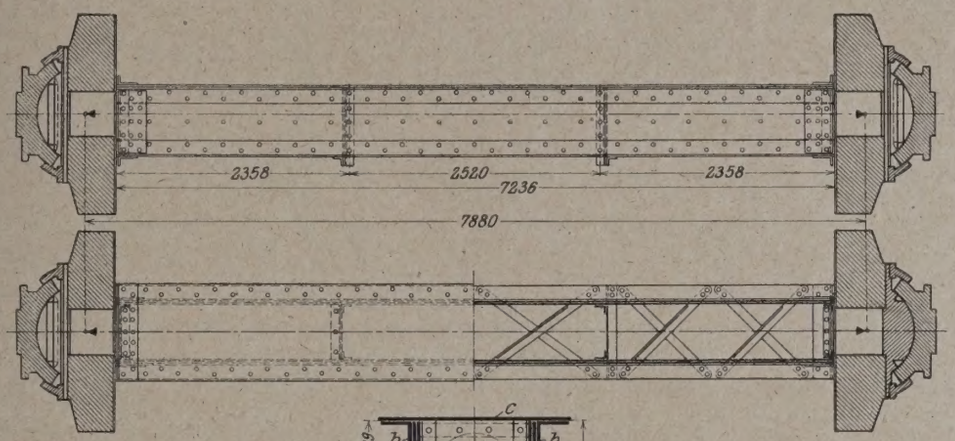
DER BAUINGENIEUR

2. Jahrgang | 15. Juni 1921 | Heft 11

VERSUCHE MIT DRUCKSTÄBEN.

Von Professor Grüning, Hannover.

Der Ausschuß für Versuche im Eisenbau berichtet in einem bei Julius Springer, Berlin, erschienenen Heft über 2 Versuche zur Prüfung von Druckstäben, die in mehrfacher Beziehung bemerkenswert sind. Der erste Stab — Nr. 68 — (Abb. 1) hat den für die Obergurtung von Balkenbrücken häufig gewählten Querschnitt bestehend aus 4 Stegblechen 700 · 17, 4 Gurtwinkeln 160 · 160 · 17 und einer Kopfplatte 960 · 17, von dem Flächeninhalt F = 846,4 cm² und der Schlankheit l/i = 30,63. Der zweite Stab — Nr. 69 — (Abb. 2) hat symmetrischen]—[-Querschnitt und besteht aus 4 Stegblechen 800 · 17, einem Verbindungsblech 800 · 17, vier Verbindungswinkeln 110 · 110 · 14, 4 Saumwinkeln 160 · 90 · 16 und vier Kopfplatten auf den wagerechten Schenkeln der Saumwinkel. Der Flächeninhalt ist F=1066,4 cm² und die Schlankheit l/i=60,4.



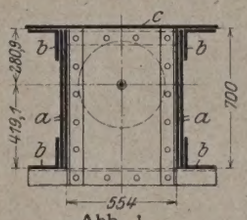


Abb. 1.

Beim Stab 68 hat die Knickfestigkeit

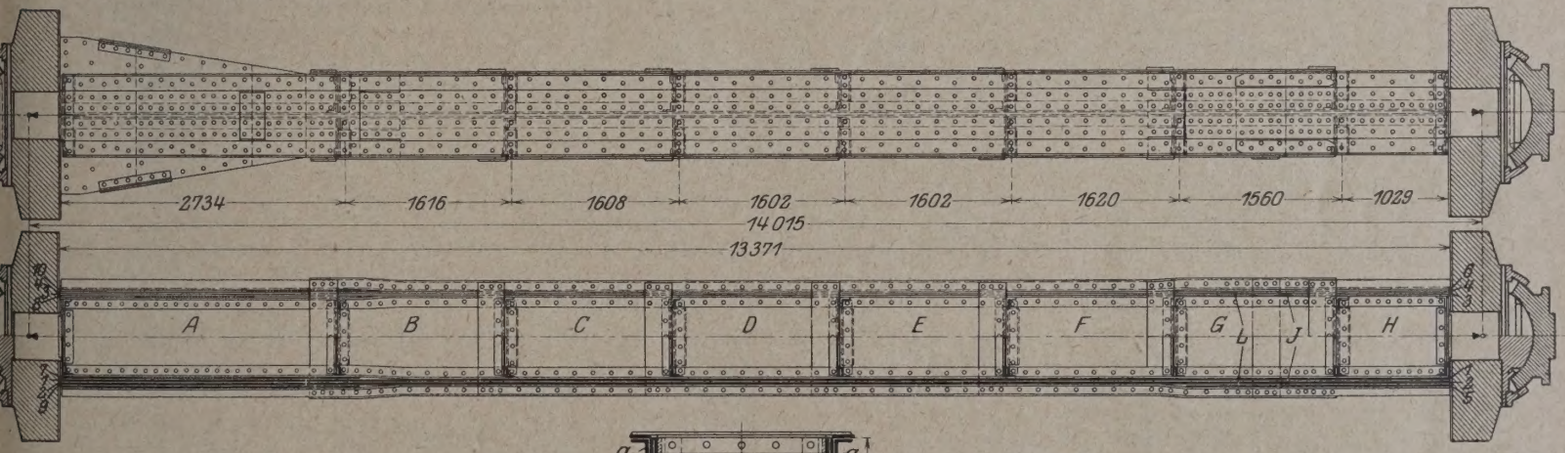
$$k_0 = \frac{1862,4}{846,4} = 2,201 \text{ t/cm}^2,$$

das ist 80 vH. der nach Tetmajer berechneten, beim Stab 69:

$$k_0 = \frac{2293,8}{1066,4} = 2,151 \text{ t/cm}^2,$$

das ist 89 vH. der nach Tetmajer berechneten betragen. In beiden Fällen ist die Tragfähigkeit des Stabes durch örtlich begrenzte Formänderungen der Saumwinkel erschöpft worden. Beim Stab 68 ist der wagerechte Schenkel des Saumwinkels und sodann das Stegblech an derselben Stelle eingeknickt. Beim Stab 69 ist der Saumwinkel mit den Stegblechen zwischen zwei Bindeblechen in stetiger Krümmung ausgebogen.

Für den Knickvorgang des Stabes 68 gibt der Berichterstatter eine Erklärung dadurch, daß er die Spannung in dem eingeknickten Saumwinkel als Folge der gemessenen Durchbiegung darstellt. Diese Erklärung ist nicht überzeugend, denn das Abhängigkeitsverhältnis kann in erster Linie nur das umgekehrte sein, außerdem sind die durch die Verbiegung entstehenden Momente so klein, daß sie die Spannung in dem Saumwinkel nur unerheblich beeinflussen. Nach meiner Ansicht ist das wenig befriedigende Ergebnis des Versuches aus schließlich zwei konstruktiven Eigenschaften des Stabes zuzuschreiben, deren Wirkung im Laufe der Belastung klar erkennbar hervortritt. Es sind das einmal die ungleiche Materialbeschaffenheit der einzelnen Stabteile, nämlich



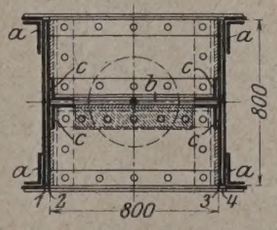


Abb. 2.

die großen Unterschiede in der Quetschgrenze, welche für die Gurtwinkel und Kopfplatte zu 2608 kg/cm², für die Stegbleche zu nur 2023 kg pro cm² angegeben werden, des anderen die Anordnung der Gliederung, welche die unteren Saumwinkel in der wagerechten Ebene verbindet und aus gekreuzten Schrägstäben sowie Querriegeln in jedem zweiten Knotenpunkte besteht. Auf die Unzweckmäßigkeit dieser häufig gewählten Anordnung habe ich bereits am Schlusse meines Aufsatzes: Knickung genieteter vollwandiger Druckstäbe, Zeitschrift für Arch. u. Ing.-wesen 1917, hingewiesen. Ich habe dort zwei Arten von Ver-

gitterungen verglichen, die beide gekreuzte Schrägstäbe in jedem Felde aufweisen und darin verschieden sind, daß die Knotenpunkte der einen außerdem durch Querriegel verbunden sind, die der anderen nicht. Aus der Anordnung von Schrägstäben entstehen Verbiegungen der durch sie verbundenen Gurtungen auch bei völlig zentrischer Belastung in jedem Falle und somit Biegungsspannungen neben den Druckspannungen, welche durch die Belastung unmittelbar erzeugt werden. Die Größe dieser zusätzlichen Biegungsspannungen ist auf die Größe der mittleren Knickspannung, die Knickfestigkeit, natürlich von erheblichem Einfluß, denn je mehr die absolut größte Spannung von der mittleren in einzelnen Querschnitten der Gurtungen abweicht, desto näher tritt die Gefahr starker örtlicher Ausbiegung oder aber der Überschreitung der Quetschgrenze, also der Erscheinungen, welche den Knickvorgang einleiten. An der genannten Stelle habe ich die Biegungsspannungen für zwei Stäbe von 8 Feldern nach dem Verfahren berechnet, welches ich im „Eisenbau", Jahrg. 13, Heft 11, entwickelt habe. Für den Stab ohne Querriegel ergeben sich in den von den Stabenden nach der Mitte zu gezählten Knotenpunkten 1, 2, 3, 4, die Momente $M_1 = + 115$ tcm $M_2 = - 113$ tcm, $M_3 + 95$ tcm, $M_4 = - 81$ tcm. In dem Stab mit Querriegeln und den gleichen Abmessungen entstehen die Momente $M_1 = + 14{,}7$ tcm, $M_2 = - 5{,}8$ tcm, $M_3 = + 1{,}9$ tcm, $M_4 = - 1{,}0$ tcm. In der Stabmitte beträgt demnach die größte zusätzliche Spannung 460 kg/cm² für den Stab ohne Querriegel, dagegen nur 6 kg/cm² für den Stab mit Querriegeln in jedem Felde. Aus dieser Rechnung habe ich die erhebliche Überlegenheit der Anordnung mit Querriegeln gefolgert, und weiter darauf hingewiesen, daß die Anordnung von Querriegeln in jedem zweiten Knotenpunkte, welche der Stab 68 aufweist, nicht günstiger, eher ungünstiger ist als eine solche ohne Querriegel.

Aufschluß über die letzte Frage geben die Ergebnisse einer Berechnung, welche ich nach demselben Verfahren für einen Stab von den Verhältnissen des Stabes 68 entsprechenden Abmessungen angestellt habe. Als Querschnitt der Gurtungen ist der Randwinkel 160 . 160.17 und ein Streifen der Stegbleche von der Breite des Winkelschenkels, also 16 × 1,7 × 2 cm² Fläche angenommen. Die Berechnung ist für die beiden in Abb. 3 u. 4 dargestellten Gliederungen durchgeführt. Die konstante Feldweite λ ist gleich der Feldweite im mittleren Teile des Stabes 68 — d. i. 126 cm — gewählt worden, so daß der Stab nach Abb. 4 zwischen den Knotenpunkten 2 und 2 mit dem mittleren Teile des Stabes 68 übereinstimmt. Es kann also angenommen werden, daß die für diesen Teil des Stabes errechneten Momente von den in Stab 68 bei der gleichen Belastung auftretenden nur unerheblich abweichen. Die Berechnung ist für die Belastung durchgeführt, welche in den Saumwinkeln die mittlere Spannung 2000 kg/cm² erzeugt. Wie weiter unten gezeigt wird, ist das ziemlich genau die Belastung durch 1641 t. Da die Spannung 2000 kg/cm² unter der Proportionalitätsgrenze der Saumwinkel bleibt, konnte der für den ganzen Stab ermittelte Elastizitätsmodul E = 1940 t/cm² in die Rechnung eingeführt werden. Die Verschiedenheit des Materials in den Saumwinkeln und den Stegblechen wurde nicht berücksichtigt. In den Endknotenpunkten 0, 0 wurden steife Ecken angenommen, während die oben erwähnte Berechnung hier Gelenke vorsieht. Die Querriegel sind im vorliegenden Falle starr angenommen worden, da ihre Dehnung sehr klein ist. Die Berechnung der Einspannungsmomente ist auf dem Wege durchgeführt, der in meinem an zweiter Stelle genannten Aufsatz auf Seite 409 angegeben ist.

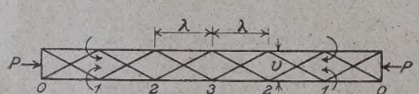


Abb. 3.

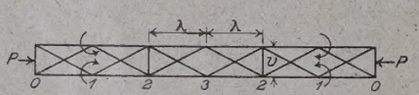


Abb. 4.

Die Formeln sind nachstehend zusammengestellt.

Es bezeichnen:

P die in der Stabachse wirkende Last,
F_g und J_g Querschnitt und Trägheitsmoment der Gurtung,
F_d Querschnitt des Schrägstabes,
F_v „ „ Querstabes,
λ die Feldweite,
m die Anzahl der Felder,
d die Länge des Schrägstabes,
v den Abstand der Gurtungen,
φ den Winkel zwischen Schräg- und Querstab.

Die Rechnung geht folgenden Gang:

$$\mu = \frac{E F_d}{d} \cos^2 \varphi ; \quad \nu = \frac{E F_v}{v}$$

$$a = \tfrac{1}{6} + \frac{E J_g}{\mu \lambda^3} ; \quad b = 1 + \frac{P}{2 \mu \lambda} + \frac{2\mu + \nu}{3 \mu}$$

$$c = \frac{2(2\mu + \nu)}{\mu}$$

$$p = \frac{1}{2}\left(\frac{b}{2a} - 2\right); \quad q = \frac{1}{4a}\sqrt{4ac - b^2}$$

$$\alpha = p + \sqrt{\frac{\sqrt{(p^2 - q^2 - 1)^2 + (2pq)^2} + (p^2 - q^2 - 1)}{2}}$$

$$\beta = q + \sqrt{\frac{\sqrt{(p^2 - q^2 - 1)^2 + (2pq)^2} - (p^2 - q^2 - 1)}{2}}$$

$$r = \sqrt{\alpha^2 + \beta^2}; \quad \cos\psi = -\frac{\alpha}{\nu}; \quad \sin\psi = \frac{\beta}{r}$$

$$\gamma_1 = \tfrac{1}{6}(\mu - \nu) - \tfrac{1}{4} P ;$$

$$\gamma_2 = \frac{\mu \lambda}{2}\sqrt{4ac - b^2} ;$$

$$E_1 = \frac{6 E J_g}{\lambda^2}; \quad A = \frac{P \lambda^2 \mu}{2 E F_g \nu (2\mu + \nu)}$$

n ist die Veränderliche laufend von 1 bis $\frac{m}{2}$ bzw. $\frac{m-1}{2}$:

$$\varphi(n) = \frac{(r^n - r^{-n}) \sin(m-n)\psi + (r^{m-n} - r^{-m+n}) \sin n\psi}{r^m + r^{-m} + 2 \cos m\psi}$$

$$f(n) = \frac{(r^n + r^{-n}) \cos(m-n)\psi + (r^{m-n} + r^{-m+n}) \cos n\psi}{r^m + r^{-m} + 2 \cos m\psi} - 1$$

$$M_0 = -A \frac{\left(\gamma_1 + \frac{P}{2}\right)(E_1 + \gamma_1) + \gamma_2^2 + \gamma_2 \left(\frac{P}{2} - \varepsilon\right) \frac{f(1)}{\varphi(1)}}{E_1 + \gamma_1 + \gamma_2 \frac{[3 + f(1)]}{\varphi(1)}}$$

$$M_n = A\left[\frac{1}{\gamma_2}\left(\frac{1}{6} P(\mu - \nu)\lambda + \gamma_1^2\right) + \gamma_2\right] \varphi(n) + M_0 \left[\frac{1}{\gamma_2}\left(\gamma_1 + \frac{P}{2}\right) \varphi(n) + 1 + f(n)\right]$$

$$z_n = 2A\left[\frac{1}{\gamma_2}\left(\gamma_1 + \frac{P}{2}\right) \varphi(n) - f(n)\right] + 2 M_0 \frac{1}{\gamma_2} \varphi(n).$$

Es bezeichnet M das Biegungsmoment in den Gurtungen, positiv in der in Abb. 3 u. 4 bezeichneten Drehungsrichtung, z die Änderung des Abstandes v gleichnamiger Knotenpunkte beider Gurtungen, D die Spannkräfte in den Schrägstäben, F_g den Querschnitt, J_g das Trägheitsmoment der Gurtung. Mit $F_g = 106$ cm² wird

$$P = 2 \cdot 106 \cdot 2 = 424 \text{ t};$$
$$J_g = 2320 \text{ cm}^4.$$

Die Ergebnisse der Rechnung sind für den Stab nach Abb. 3:

$M_0 = -142$ tcm	$z_0 = 0$		
$M_1 = +83$ tcm	$z_1 = +2{,}72$ mm	$D_1 = -6{,}10$ t
$M_2 = -1{,}5$ tcm	$z_2 = +2{,}92$ mm	$D_2 = +1{,}07$ t
$M_3 = -20$ tcm	$z_3 = +2{,}36$ mm	$D_3 = -0{,}15$ t

Für den Stab nach Abb. 2:

$M_0 = -193$ tcm	$z_0 = 0$	
$M_1 = +193$ tcm	$z_1 = 2{,}60$ mm	$D_1 = -6{,}40$ t
$M_2 = -193$ tcm	$z_2 = 0$ mm	$D_2 = -6{,}40$ t
$M_3 = +193$ tcm	$z_3 = 2{,}60$ mm	$D_3 = -6{,}40$ t

Wie die Größen z zeigen, verläuft die elastische Linie der Gurtungen in beiden Fällen in Wellenlinien. Bei dem Stab ohne Querriegel ist die Wellenhöhe in den ersten Knotenpunkten am größten und wird nach der Mitte zu flacher. Der Stab mit Querriegeln in jedem zweiten Feld weist dagegen lauter kongruente Wellen auf, deren Länge gleich der doppelten Feldweite ist. Der wellenförmigen Verbiegung der Gurtungen entspricht der Verlauf der Momente. In beiden Fällen wechseln sie von Knotenpunkt zu Knotenpunkt das Vorzeichen — für Stäbe ohne Querriegel gilt das jedoch nicht allgemein, bei diesen ist die Wellenlänge und somit der Vorzeichenwechsel nicht an die Feldlänge gebunden. Bei dem Stab ohne Querriegel entsteht das größte positive Moment im Knotenpunkt 1, und der absolute Wert der Momente nimmt nach der Mitte zu ab. Bei dem Stab mit Querriegeln in jedem zweiten Feld treten in den Punkten 1 und 3, also den Punkten ohne Querriegel, gleichgroße positive Momente, in den Punkten 0 und 2, also den Punkten mit Querriegeln, negative Momente auf. Die absoluten Werte der Momente übersteigen das größte Moment M_1 im Stabe ohne Querriegel. Der Stab mit Querriegeln in jedem zweiten Felde weist danach in allen Teilen eine schärfere Verbiegung der Gurtungen und wesentlich größere Biegungsmomente auf, als der Stab ohne Querriegel. Da die Unterschiede zwischen beiden Gliederungen in der Stabmitte besonders groß sind, ist die Anordnung von Querriegeln in jedem zweiten Knotenpunkte erheblich ungünstiger als die ohne Querriegel.

Bei der Belastung des Stabes 68 ist die Verformung der unteren Saumwinkel leider nur in einem Punkte beobachtet worden, nämlich dem Meßpunkte 6, welcher dem Punkte 3 des Stabes nach Abb. 4 entspricht. Die Bewegung des Punktes 6 bestätigt das oben dargestellte Ergebnis der Theorie. Mit steigender Belastung verschiebt sich der Punkt 6 immer mehr nach außen — rechts in der Darstellung des Berichtes — die Verschiebung erreicht ihren größten Wert von 1,2 bis 1,3 mm, bei der Belastung 1641 t. Dieser Last entspricht ziemlich genau eine mittlere Spannung von 2000 kg/cm² in den Saumwinkeln. Die Berechnung hat eine seitliche Verschiebung des fraglichen Punktes in Stabmitte um 1,30 mm ergeben. Die errechnete Verschiebung stimmt mit der gemessenen genau überein. Allerdings kann nicht behauptet werden, daß beide Größen wirklich identisch sind, da weder die Verschiebungen der Punkte 2 noch die der entsprechenden Punkte auf der anderen Seite des Stabes gemessen sind. An sich ist eine genaue Übereinstimmung nicht zu erwarten, da die Voraussetzungen der Berechnung der Ausbildung der Schrägstäbe des Stabes 68 nicht ganz entsprechen. Die beiden Schrägstäbe des Stabes 68 bestehen nämlich in jedem Felde aus einem Winkeleisen und einem Flacheisen, die auf die wagerechten Schenkel der Saumwinkel aufgenietet sind (vgl. Abb. 1). Für die Berechnung ist das Verhältnis Δ d/D — Längenänderung : Spannkraft — von Bedeutung und es ist ermittelt aus der Annahme achsialer Kräfte in den Gitterstäben. Diese Annahme wird jedoch von der Konstruktion des Stabes 68 nicht erfüllt. Abgesehen von dem exzentrischen Anschluß der Schrägstäbe an die Saumwinkel ist auch die Kreuzung beider Stäbe offenbar durch Biegung des Flacheisens ermöglicht worden. Infolgedessen ist anzunehmen, daß der Wert Δ d/D in Wirklichkeit etwas größer gewesen ist, als der in die Rechnung eingeführte.

Immerhin ist die mit wachsender Belastung zunehmende Verschiebung des Meßpunktes 6 so bezeichnend, und die Übereinstimmung der gemessenen Verschiebung mit der berechneten so genau, daß in dem Versuch eine Bestätigung der Theorie erblickt werden muß.

In Folge der auftretenden Biegungsmomente springt die absolut größte Spannung in der Gurtung auf dem Wege vom Knotenpunkt 2 über 3 nach 2, vom äußeren zum inneren Rande und wieder zum äußeren Rande. Zu der mittleren Spannung von 2000 kg/cm², entsprechend der Belastung von 1641 t, tritt rechnungsmäßig in den Knotenpunkten 2 am äußeren Rande eine zusätzliche Spannung von 1220 kg/cm², im Knotenpunkte 3 am inneren Rande eine solche von 400 kg/cm². Am äußeren Rande im Knotenpunkte 3 ermäßigt sich die Spannung um 1220 kg/cm².

Beim Steigen der Belastung von 1641 auf 1761 t hat die mittlere Spannung die Quetschgrenze der Stegbleche überschritten, dagegen die Elastizitätsgrenze der Saumwinkel und der Kopfplatte nur ganz unerheblich. Daraus folgt, daß die Beanspruchung der einzelnen Teile des Querschnittes in dieser Phase der Belastung sehr verschiedene Werte angenommen hat, nachdem sie schon bei Belastungen unter 1641 t nicht mehr gleichmäßig gewesen ist. Die Spannungen in den verschiedenen Teilen des Querschnittes lassen sich aus den gemessenen Durchbiegungen angenähert berechnen.

Wenn in einem Teile f_1 eines Querschnittes die Dehnungsziffer α_1 von der Dehnungsziffer α in dem anderen Teil des Querschnittes abweicht, so kann man den vorhandenen Querschnitt durch einen ideellen, homogenen Querschnitt ersetzen, indem man die Querschnittsgröße f_1 mit dem Quotienten α/α_1 multipliziert. Der ideelle Querschnitt besitzt dann in allen Teilen die Dehnungsziffer α. Hat nun der Schwerpunkt der Fläche f_1 von der Schwerachse des ganzen vorhandenen Querschnitts den Abstand η_1, so verschiebt sich die Schwerachse des ideellen Querschnitts gegen die Schwerachse des vorhandenen Querschnitts um eine Größe e, welche sich aus der Formel

$$f_1(1-\mu) = \frac{e\,F}{\eta_1 + e}$$

ergibt. Hierin ist $\mu = \alpha/\alpha_1$ und F = dem Flächeninhalt des ganzen Querschnittes. Die Berechnung der Spannungen und der Formänderung des Stabes kann dann nach den für einen Stab aus homogenem Material geltenden Formeln durchgeführt werden, indem die Größe des ideellen Querschnittes F′ und sein Trägheitsmoment J′ bezogen auf seine Schwerachse eingeführt wird. Es ist

$$F' = F\frac{\eta_1}{\eta_1 + e};\quad J' = J - e\,\eta_1 F,$$

wenn J das Trägheitsmoment des vorhandenen Querschnittes bezeichnet. Um das Verfahren im vorliegenden Falle anwenden zu können, muß vorausgesetzt werden, daß die Dehnungsziffern innerhalb der Spannungsbereiche, die für die jeweilig untersuchte Belastung in Betracht kommen, konstant sind. Da die Biegungsmomente klein sind, ist das näherungsweise jedenfalls zulässig.

Die gemessene Durchbiegung δ des Stabes bedingt eine Exzentrizität des Kraftangriffes a. Da die Drucklinie durch den Schwerpunkt jedes vorhandenen Querschnitts geht, muß a = e sein. Mithin kann aus der Durchbiegung δ die Größe e berechnet werden mit Hilfe der Formel $e = \frac{\delta\cos\varphi}{1-\cos\varphi}$,

$$\varphi = \frac{1}{2}\sqrt{\frac{P}{M\,J'}};\qquad M = \frac{\delta\sigma}{\delta\varepsilon}\ \text{(nach Engesser)}.$$

Weiter ergibt sich dann die Spannung in einem Punkte des vorhandenen Querschnittes im Abstande η_0 von dessen Schwerachse:

$$\sigma = \frac{P}{F'} + P(e+\delta)\frac{\eta_0 + e}{J'}$$

wenn der fragliche Teil des Querschnittes die Dehnungsziffer α besitzt, und die Spannung $\sigma\,\alpha/\alpha_1$, wenn der fragliche Teil des Querschnittes die Dehnungsziffer α_1 besitzt.

Unter der Belastung 1641 t ist $\delta = 0{,}0371$ cm gemessen. Der Modul M ist aus der in Tabelle 3 des Berichts angegebenen Verkürzung der Stabachse durch die verschiedenen Belastungsstufen berechnet. Bei 1641 t ist $\Delta l = 8{,}4$ mm, bei 1543 t

ist $\Delta l = 7{,}5$ mm gemessen. Die Meßlänge beträgt 7236 mm. Mithin ist

$$M = \frac{1641 - 1543}{830} \cdot \frac{7236}{0{,}9} = 949\ \text{t/cm}^2.$$

— Die Berechnung muß zunächst mit geschätzten Werten F′ und J′ durchgeführt werden. —

Daraus folgt: $\varphi = 39^0\,30'$ $\cos\varphi = 0{,}772$,

$$e = 0{,}0371 \cdot \frac{0{,}772}{0{,}228} = 0{,}125\ \text{cm},$$

Der Schwerpunkt des Querschnittes der Stegbleche hat von der Stabachse den Abstand $\eta_1 = 6{,}91$ cm.

$$F' = 846 \cdot \frac{6{,}91}{7{,}035} = 830\ \text{cm}^2; \quad J' = 539\,370\ \text{cm}^4.$$

Für die mittlere Spannung im Saumwinkel ergibt sich mit $\eta_0 = 37{,}3$ cm der Wert:

$$\sigma = \frac{1641}{830} + 1641 \cdot 0{,}162 \cdot \frac{37{,}42}{539\,370} = 1996\ \text{kg/cm}^2.$$

Die mittlere Spannung P/F ist:

$$\sigma_m = 1940\ \text{kg/cm}^2;$$

mit $f_1 = 476\ \text{cm}^2$ ergibt sich:

$$\mu = 1 = \frac{0{,}125 \cdot 846}{7{,}035 \cdot 476} = 0{,}969;$$

also entsteht im Stegbleche am unteren Rande die Spannung:

$$\sigma = 1996 \cdot 0{,}969 = 1934\ \text{kg/cm}^2.$$

Für die Belastung P = 1741 t ist gemessen $\delta = 0{,}2873$ cm und $\Delta l = 10{,}0$ mm. Daraus ergibt sich M = 706 t/cm²,

$$\varphi = 48^0\,10', \quad e = 0{,}575\ \text{cm},$$

$$F' = 780\ \text{cm}^2, \quad J' = 556\,700\ \text{cm}^4;$$

$$\sigma = \frac{1761}{780} + 1761 \cdot 0{,}862\,\frac{37{,}88}{556\,700} = 2364\ \text{kg/cm}^2.$$

Die mittlere Spannung im Querschnitt ist

$$\sigma_m = 2080\ \text{kg/cm}^2.$$

Mit $$\mu = 1 - \frac{0{,}575 \cdot 846}{7{,}485 \cdot 476} = 0{,}863$$

entsteht im Stegblech

$$\sigma = 2364 \cdot 0{,}863 = 2040\ \text{kg/cm}^2,$$

danach erzeugt die Belastung von 1761 t in dem unteren Saumwinkel eine mittlere, d. h. reine Druckspannung von 2364 kg/cm².

Zu dieser mittleren Spannung treten die Spannungen infolge Verbiegung der unteren Winkel in der wagerechten Ebene. Über die Bewegung des Meßpunktes 6 in der Belastungsstufe 1641 bis 1761 t sagt der Bericht, daß die Biegungsrichtung der Saumwinkel in der wagerechten Ebene sich umgedreht habe, also im Sinne der oben eingeführten Bezeichnungen negativ — konvexe Seite der Krümmungen nach innen — geworden sei. Eine Bestätigung dieser Aussage kann ich in den gemessenen Verschiebungen bei Vergleichung der graphischen Darstellung der Bewegung des Meßpunktes 6 durch Abb. 13 des Berichts und der Angaben der Tabelle 2 über die Ausbiegung der Meßpunkte 4 und 5 nicht finden. Beim Steigen der Belastung von 1641 t auf 1761 t verschieben sich die Meßpunkte 4 um 1,12 mm, 5 um 0,34 mm nach links, also in der entgegengesetzten Richtung der bisherigen Verschiebung des Meßpunktes 6 und der Punkt 6 um etwa 0,5 mm gleichfalls nach links. Daraus ergibt sich, daß in dieser Phase der ganze Stab eine Ausbiegung nach links erfahren hat. Da sich die Stabachse dabei um $\frac{1{,}12 + 0{,}34}{2} = 0{,}73$ mm verschoben hat, hat sich der Meßpunkt 6 anscheinend um weitere 0,23 mm relativ zur Stabachse nach rechts verschoben, die Richtung seiner örtlichen Bewegung also nicht geändert. Mit Sicherheit wird die Frage durch die beobachteten Bewegungen der Meßpunkte 4, 5, 6 jedoch nicht entschieden. Nach der Theorie hätte sich die relative Verschiebung des Meßpunktes 6 zur Stabachse nach außen mit steigender Belastung fortsetzen müssen, und zwar in stärkerem Maße, als es der Fall gewesen ist. Aus dem tatsächlichen Verlauf der Bewegung des Meßpunktes 6 muß daher der Schluß gezogen werden, daß der später eingeknickte Schrägstab schon in diesem Stadium der Belastung eine starke Verbiegung erfahren hat, so daß die den Punkt 6 nach außen drängenden Komponenten der Diagonalkräfte nicht mehr zunehmen konnten. Da jedoch die relative Verschiebung des Meßpunktes 6 nicht abgenommen hat, haben auch die Biegungsmomente zum mindesten die im Anfang der Belastungsstufe erreichten Werte behalten. Aus der oben gegebenen Berechnung ergibt sich in den Knotenpunkten 2 eine zusätzliche Spannung am äußeren Rande von 1220 kg/cm² und im Knotenpunkte 3 am inneren Rande eine solche von 400 kg/cm². Somit hat unter der Belastung von 1761 t in dem Knotenpunkte 2 am äußeren Rande und im Knotenpunkte 3 am inneren Rande die Spannung die Quetschgrenze überschritten, während die Spannung am äußeren Rande des Knotenpunktes 3 nur etwa 1144 kg/cm² betragen hat. Die am stärksten gefährdeten Punkte sind danach die wagerechten Schenkel der Winkel in den Knotenpunkten 2. In diesen Punkten wird jedoch das Ausknicken der Winkelschenkel durch die mit 2 Nieten aufgenieteten Winkel der Querriegel verhindert. Im Punkte 3 finden die senkrechten Schenkel des Saumwinkels in den Stegblechen einen Halt. Bei Fortsetzung der Belastung ist die Knickung des wagerechten Winkelschenkels zwischen den Knotenpunkten 2 und 3 eingetreten, d. i. an der Stelle der größten Spannungen an der Grenze des Bereiches, der durch den versteifenden Winkel des Querriegels geschützt ist. In der Stabmitte war die Knickung des wagerechten Winkelschenkels der hier wesentlich geringeren Beanspruchung wegen nicht zu erwarten. An der Stelle der Knickung ist anscheinend eine Verbiegung des Winkels nach innen — d. h. die konvexe Krümmung nach innen gekehrt — eingetreten. Nach dem Schaubild Abb. 19 des angezogenen Berichtes ist das offenbar eine engbegrenzte örtliche Verformung, welche erst im Verlauf des Knickvorganges eingetreten und erklärlich ist.

Aus den angeführten Gründen komme ich zu dem Schluß, daß die frühzeitige Knickung des Stabes einmal dem großen Unterschied in der Beschaffenheit des Materials, des andern der ungünstigen Form der Vergitterung zwischen den unteren Saumwinkeln zuzuschreiben ist.

Über die Materialbeschaffenheit des Stabes 69 enthält der Bericht keinerlei Angaben. Bei der Größe der gemessenen Durchbiegung ist m. E. jedoch die Vermutung begründet, daß auch bei diesem Stab größere Unterschiede zwischen den einzelnen Stabteilen bestanden haben. Dafür spricht schon die Tatsache, daß die Durchbiegung in der wagerechten Ebene in dem Meßpunkte g gemessen, welcher in der Ebene des Verbindungsbleches liegt, etwa doppelt so groß ist, als die Durchbiegung in der senkrechten Ebene, obwohl das Trägheitsmoment in bezug auf die senkrechte Schwerachse des Querschnitts fast die dreifache Größe des Trägheitsmomentes in bezug auf die wagerechte Schwerachse besitzt — 1 774 000 cm⁴ gegen 608 657 cm⁴ —. Noch deutlicher aber weist die Zunahme der Durchbiegung bei steigender Belastung auf Unterschiede in der Materialbeschaffenheit hin. Denn aus der Zunahme der Durchbiegung folgt nach der oben benutzen Formel, daß auch die Verschiebung der Schwerachse des ideellen Querschnitts aus der Stabachse entsprechend wächst. Zur Beleuchtung der Verhältnisse sind im folgenden die Werte für 5 Belastungen zusammengestellt.

Der Elastizitätsmodul konnte nur geschätzt werden. Die Grundlage für die Schätzung ist der Tabelle 8 entnommen, welche die gemessenen Verkürzungen des Stabes unter den einzelnen Belastungen enthält. Diese Verkürzungen sind jedoch nicht in der Stabachse, sondern offenbar auf der konvexen

Seite des gebogenen Stabes gemessen. Außerdem zeigen die aus den einzelnen Belastungsstufen sich ergebenden Werte keinen gleichmäßigen Verlauf.

Die erste senkrechte Reihe gibt die Belastung in Tonnen, die zweite die mittlere Spannung in kg/cm², die dritte die gemessene wagerechte Verschiebung des Meßpunktes g in mm, die vierte den Elastizitätsmodul in t/cm², die fünfte die errechnete Verschiebung in Millimetern an.

P	σ	δ	M	e
1269	1190	0,04	2150	0,448
1485	1393	0,14	2150	1,318
1698	1593	0,18	2150	1,471
1911	1792	0,68	2103	4,760
2125	1993	2,42	1250	8,193

In der Schätzung des Moduls liegt eine Unsicherheit. Doch beeinflußt sie das Bild nicht wesentlich. Denn selbst wenn der Modul für die beiden letzten Belastungen denkbar niedrig angenommen wird, erhält man keine wesentlich kleineren Werte e. Wie die Tabelle zeigt, ist die Zunahme der Größe e besonders stark in den beiden letzten Belastungsstufen. Mit e nimmt aber der Quotient der Dehnungsziffern α/α_1 ab, so daß aus der Zunahme von e auf eine entsprechende Divergenz der Spannungs-Dehnungslinien für verschiedene Stabteile geschlossen werden muß. Offenbar überschreitet die Spannung in den beiden letzten Belastungsstufen die Proportionalitätsgrenze des Materials in einzelnen Teilen des Stabes.

Da die Stabteile mit niedriger Proportionalitäts- und Quetschgrenze nicht angegeben sind, kann die Rechnung nicht in der Weise fortgesetzt werden, wie das für den Stab 68 geschehen ist. Die Spannung in der ausgebogenen Kante kann also nicht ermittelt werden. Es muß jedoch aus der ungleichen Materialbeschaffenheit geschlossen werden, daß sie größer gewesen ist, als die aus dem mittleren Werte des Druckes und aus den gemessenen Biegungspfeilen in der lotrechten und wagerechten Ebene errechnete. Infolge der genannten Durchbiegungen entsteht eine Zusatzspannung von nur 34 kg/cm².

Die Verbindung beider Stabhälften in den wagerechten Ebenen (vgl. Abb. 2) besteht in Bindeblechen und Querschotten in 1602 mm Abstand. Aus dieser Bindung entstehen bei zentrisches Belastung keinerlei Verbiegungen und Biegungsmomente in den verbundenen Gliedern. Diese Glieder erfahren also nur reine Druckspannungen, wenn die Belastung in den Endflächen gleichmäßig auf alle Teile des Stabes übertragen wird. Bei dem Probestab war das am rechten Ende der Fall, nicht aber am linken, an welchem die Saumwinkel nicht auf der Druckplatte aufgelegen haben. Infolge dessen ist der Druck in die Saumwinkel durch die Vernietung zwischen diesen und den Stegblechen übertragen worden. Und das Gleiche gilt bezüglich der von den Enden nach der Stabmitte zunehmenden Spannungen infolge der Verbiegung des ganzen Stabes. Die Saumwinkel nebst den auf die wagerechten Schenkel aufgenieteten Flacheisen verhalten sich dieser Belastung gegenüber wie ein exzentrisch gedrückter Stab. Da die Drucklinie an der inneren Winkelkante liegt, wohnt dieser Belastungsweise eine die Winkel nach außen verbiegende Tendenz inne.

Bei symmetrischer Ausbildung jeder Stabhälfte durch Säumung beider Seiten der Stegbleche wäre die seitliche Ausbauchung vermutlich nicht eingetreten, jedenfalls aber selbst bei größerem Abstande der Bindebleche erst unter einer höheren Belastung. Nach m. A. ist der Stab 69 überhaupt nicht eben vorteilhaft konstruiert. In einem Druckstab solcher Abmessungen müssen die vier äußeren Kanten erheblich stärker betont werden, denn der Knickvorgang beginnt mit örtlichen Verformungen in diesen. Als Saumwinkel sind also besonders kräftige Profile am Platze. Vor allem aber ist, wie schon gesagt, symmetrische Ausbildung jeder Stabhälfte zweckmäßig, so daß eine Querschnittsform nach Abb. 5 entsteht, welche des öfteren auch aus breitflanschigen I-Profilen gebildet worden ist. Deckt man dann die Saumwinkel noch durch Kopfplatten ab, so erhält man bei gleichem Flächeninhalt ein wesentlich größeres Trägheitsmoment in bezug auf die wagerechte Achse.

Das bemerkenswerteste Ergebnis der Versuche dürfte die Beleuchtung der Wirkung sein, welche die Verwendung von elastisch verschiedenartigen Eisensorten in einem Stabe hat. Es kommt dabei namentlich auf die Höhe der Quetschgrenze an. Denn die Knickfestigkeit hat den kleinsten der in den verschiedenen Teilen des Stabes 68 bestehenden Werte nur unerheblich überschritten. Dies Ergebnis konnte erwartet werden. Es darf wohl verallgemeinert werden.

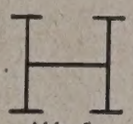


Abb. 5.

Die große allgemeine Bedeutung der Quetschgrenze für den Knickvorgang, die in der Tetmajerschen Formel nicht zum Ausdruck kommt, tritt in den bekannten Versuchen Karmans klar hervor. Ich verweise dazu auch auf meine Untersuchung in der Zeitschrift für Arch. u. Ing.-Wesen 1918, S. 29 ff., woselbst in Anlehnung an die genannten Versuche dargestellt ist, wie scharf die Tragfähigkeit von Druckstäben durch die Quetschgrenze abgeschnitten wird. Für praktisch mögliche Schlankheitsverhältnisse ist jedenfalls die Knickfestigkeit nie höher als die Quetschgrenze. Der Vorschlag Schapers in der 4. Auflage seines Werkes, für alle Stäbe unter einer bestimmten Schlankheit als Knickfestigkeit die Quetschgrenze in die Berechnungen einzuführen, trifft daher das richtige. Nur das von Schaper gewählte Maß $l/i = 60$ halte ich für zu hoch gegriffen. Wenn die Bedeutung der Quetschgrenze für den Knickvorgang nicht mehr zweifelhaft sein kann, dann ergibt sich als logische Folge die Notwendigkeit, bei der Vergebung von Eisenkonstruktionen eine bestimmte kleinste Höhe der Quetschgrenze zu bedingen und den Nachweis bei der Materialabnahme zu verlangen. Wenn Material von nicht wesentlich verschiedener Bruchgrenze in der Höhe der Quetschgrenze so verschieden sein kann, wie z. B. beim Stabe 68, so ist bei dem heutigen Abnahmeverfahren die rechnungsmäßige Knicksicherheit ein recht unbestimmter Begriff und wirkliche Sicherheit kann nur dadurch gewährleistet werden, daß der Grad der rechnungsmäßigen Sicherheit verhältnismäßig hoch gewählt wird. Wird jedoch eine unterste Grenze der Quetschgrenze nachgewiesen, so kann m. E. der Sicherheitsgrad nach Tetmajer unbedenklich auf 2,2 bis 2 ermäßigt werden. Da man ein Schlankheitsverhältnis 40 bis 50 bei allen Stäben von mittlerem und großem Querschnitt durch geeignete Wahl der Querschnittsform stets erreichen kann, ist dadurch eine nicht unerhebliche Ersparnis an Material zu erzielen.

Ferner weisen die Versuche erneut auf den Einfluß hin, den das System der Gliederung hat. Ein Druckstab muß so konstruiert werden, daß bei zentrischer Belastung keine oder möglichst geringe örtliche Verbiegungen der tragenden Stabteile entstehen. Von den üblichen Systemen der Gliederung erfüllen diese Forderung am vollkommensten die einfache Bindung durch Bindebleche und die Anordnung gekreuzter Schrägstäbe mit Querriegeln in jedem Knotenpunkt, schließlich in genügender Weise auch noch die Anordnung einseitig steigender Schrägstäbe mit Querriegeln in jedem Knotenpunkt. Alle anderen Gliederungen sind mit mehr oder weniger erheblichen Biegungsspannungen in den tragenden Stabteilen verbunden. Da die Bindung durch Bindebleche konstruktiv am einfachsten ist, verdient sie m. E. im allgemeinen den Vorzug, namentlich, wenn es möglich ist, den Querschnitt der verbundenen Gurtungen symmetrisch auszubilden. Die Beanspruchung der Bindebleche selbst habe ich in allen Fällen, in denen ich sie bei exzentrischer Belastung durchgerechnet habe, niedrig befunden. Das wichtigste Maß ist der Abstand der Bindebleche λ, für welches ich die Beziehung $\frac{\lambda}{i_g} = \frac{2}{3} \cdot \frac{l}{i}$ in vielfachen Rechnungen als brauchbar gefunden habe.

(Zuschrift hierzu umseitig).

Zuschrift.

Zu den vorstehenden Betrachtungen des Herrn Professor Grüning bemerke ich ergebenst folgendes:

Zu Beginn des 2. Absatzes ist gesagt: „Für den Knickvorgang des Stabes 68 gibt der Berichterstatter eine Erklärung dadurch, daß er die Spannung in dem eingeknickten Saumwinkel als Folge der gemessenen Durchbiegung darstellt. Diese Erklärung ist nicht überzeugend." Im Anschluß daran erörtert der Verfasser dann seine eigenen Ansichten über „das wenig befriedigende Ergebnis des Versuches". Aus diesem Zusammenhange darf geschlossen werden, daß meine Auslassungen über die Zerstörungserscheinungen unter Abschnitt 5 des Berichtes von Herrn Professor Grüning als Erklärung für die erzielte unerwartet geringe Bruchlast des Stabes angesehen sind. Die Absicht, eine solche Erklärung zu geben, bestand nicht und kann auch aus meinen Darlegungen nicht herausgelesen werden, sie war vielmehr ausgeschlossen, nachdem der Versuchsausschuß ausdrücklich beschlossen, daß der Versuchsbericht lediglich eine Darstellung der Beobachtungen bringen, von deren Auswertung zwecks Erörterung konstruktiver Fragen aber Abstand genommen werden sollte, um diese Fragen in einer besonderen Arbeit zu behandeln. Meine Auslassungen unter Abschnitt 5 bringen daher lediglich eine Erklärung für das rein örtliche Ausknicken des Saumwinkels; diese Erklärung dürfte aber doch wohl überzeugend sein. Mit der von Herrn Professor Grüning erörterten Frage über die Wirkungen der Vergitterung und Querriegel hat sie nichts zu tun. Ebenso lassen meine Darlegungen den Einfluß der Unterschiede in der Lage der Streckgrenze absichtlich außer acht, obwohl beide Einflüsse mir sowohl aus diesen Versuchen als auch aus anderen mit einer größeren Anzahl verschiedenartig aufgebauter Stäbe wohl bekannt sind.

Seite 9 meines Berichtes heißt es unter Hinweis auf Abb. 13 über die beobachtete Bewegung des Meßpunktes 6: „hieraus folgt, daß das Stegblech mit dem unteren Saumwinkel sich nach außen abbog. Bei Belastungen über 1600 t drehte die Biegungsrichtung um."

Herr Professor Grüning deutet diese Worte dahin, daß sie besagen sollen, die Biegung des Saumwinkels sei in bezug auf seine Längsachse zunächst positiv und von 1600 t ab negativ gewesen. Diese weitgehende Deutung ist willkürlich und um so weniger verständlich, als Herr Grüning in dem unmittelbar folgenden Satz das in Abb. 13 dargestellte Ergebnis richtig und ganz in dem Sinne meiner obigen Aussage dahin deutet, daß der Punkt 6 beim Steigen der Belastung von 1641 t auf 1761 t gleichfalls nach links sich verschoben hat, während die Verschiebung vorher rechts gerichtet war. Die Bewegungen des Punktes 6 sind beobachtet worden, um festzustellen, ob das Stegblech mit dem unteren Gurtwinkel, auf dem der Punkt 6 lag, gegen das Deckblech seitlich, d. h. nach außen oder innen abbog. Die Ergebnisse zeigen ohne Zweifel, „daß es sich nach außen abbog", und daß diese Bewegungsrichtung bei Belastungen über 1600 t umdrehte. Eine andere „Aussage" enthält mein Bericht nicht und die Schaulinie Abb. 13 läßt deutlich erkennen, daß das Abbiegen trotz der Umkehr der Bewegungsrichtung über die ursprüngliche Nullage nicht wieder zurückging.

Rudeloff.

DIE SCHIFFBARMACHUNG DER DÜNA UND AUSNUTZUNG IHRER WASSERKRÄFTE.

Nach dem Material und dem Entwurf der „Dungarbuhri".

Von Ing. F. Plato in Riga.

(Schluß von Seite 264).

Um den vorliegenden Bericht nicht mit Zahlenmaterial zu überlasten, ist im weiteren nur von der Variante 1 des Projektes vom Jahre 1920 die Rede. Dem Zwecke dieser Zeilen, ein Bild der Ausbaumöglichkeit zu geben, wird damit Genüge geleistet.

Zur Beurteilung der Leistungsfähigkeit der einzelnen Staustufen sind außer den Daten über das Gefälle auch solche über die zu erwartenden Wassermengen erforderlich. Zur Bestimmung derselben dienen die für 34 Jahre, von 1877 bis 1910, vorliegenden Pegelablesungen in Dünaburg, Menkenhof und Kreuzburg, die mit zahlreichen von der russischen Untersuchungskommission vorgenommenen Wassermessungen in Zusammenhang gebracht worden sind. Auf diese Weise sind die mittleren Monatswassermengen für die erwähnten 34 Jahre bestimmt worden, die dann als Grundlage für die Darstellung der Wassermenge als Funktion der Überschreitungsdauer, d. i. der Anzahl der Zeiteinheiten (Monate während der 34-jährigen Periode oder Tage im Jahre), während deren die über ihnen aufgetragene Wassermenge überschritten wird, dienen. Diese in Abb. 4 dargestellte Kurve gilt für Kreuzburg, für weiter unterhalb liegende Orte werden prozentuale Zuschläge gemacht. Um die Entstehung der Kurve zu verdeutlichen, hat die Abszissenachse zweierlei Teilung erhalten: einmal — in $12 \times 34 = 408$ Monate, über denen die mittleren Monatswassermengen der ganzen Beobachtungsdauer, der Größe nach geordnet, aufgetragen sind. Durch diese stufenförmig gebrochene Linie ist eine Kurve gelegt, die einerseits bis zum beobachteten Minimum von 110 m^3/sec. und anderseits bis zum Maximum von 4000 m^3/sec. verlängert worden ist. Als Jahreskurve betrachtet würde sie einem idealen Jahre entsprechen, in dem sämtliche während der erwähnten 34 Jahre beobachteten Wassermengen proportional ihrer beobachteten Zeitdauer auftreten. Dem entsprechend hat die Abszissenachse außer ihrer Monatsteilung noch eine Teilung in 365 Tage erhalten, so daß die Dauer, während der in einem solchen idealen Jahre eine bestimmte Wassermenge überschritten wird, abgelesen werden kann.

Wie schon erwähnt, gilt diese Wassermengenkurve für Kreuzburg, sie ist für die tieferliegenden Punkte unter Berücksichtigung der Vergrößerung des Einflußgebietes der Düna von Dünaburg bis zur Mündung zu vergrößern. Das Anwachsen des Einflußgebietes ist aus den Daten der Tafel 5 ersichtlich (aus Pabst, Vorarbeiten für die Schiffbarmachung der Düna zwischen Witebsk und Riga, 1887). Im weiteren wird die aus den Nebenflüssen hinzukommende Wassermenge der Dünawassermenge bei Kreuzburg proportional gesetzt, was selbstverständlich nur eine grobe Annäherung ist.

Tafel 5.

Das Einflußgebiet der Düna in km².

Vom vorhergehenden Orte bis	Nebenstehender Nebenfluß	Kleine Nebenflüsse	Im Ganzen
Dünaburg	—	—	64 165
Zargrad	—	1670	65 835
Nebenfluß Dubna	1925	85	67 845
„ Ewst	8830	1425	78 100
„ Oger	1460	1720	81 280
„ Jägel	1935	—	83 215
Bis zur Mündung	—	775	83 990

Da für die Düna keine Messungen über die Wasserführung der Nebenflüsse vorlagen, ist die Zunahme der Wassermenge als Funktion der Zunahme des Einflußgebietes nach den vorhandenen Angaben für die zunächst liegenden mitteleuropäischen Flüsse, die Weichsel und Oder, bestimmt worden. In der folgenden Tafel 6 ist bei jeder Staustufe der „Wassermengenfaktor" angegeben, mit dem die Kreuzburger Wassermenge zu multiplizieren ist, um die örtliche zu erhalten.

Da der Rückstau jeder Staustufe bis zum Krafthause der nächst höheren reicht, mußte nach den vorhandenen Profilen des Dünatales die Staukurve eines jeden unterhalb einer Wasserkraftanlage liegenden Wehres für verschiedene Wassermengen (Q m³/sec.) berechnet werden. Die sich hierbei ergebenden Unterwasserspiegel (UW.) und Gefälle (H) sind zusammengestellt in Tafel 6.

Tafel 6.

Gefälle der Staustufen nach Variante 1 bei verschiedenen Wassermengen.

Nr.	Ort	Wassermengenfaktor	O. W.	Kanalgefälle	Q = 0	Q = 400		Q = 1000		Q = 2000		Q = 4500	
					H	U. W.	H	U. W.	H	U. W.	H	U. W.	H
1	Treppenhof	—	86,4	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
2	Jakobstadt	1,0	82,0	—	5,3	77,15	4,85	78,0	4,0	—	—	81,12	0,88
3	Stockmannshof	1,0	76,7	0,15	16,0	60,79	15,76	61,16	15,39	61,83	14,72	63,42	13,13
4	Kokenhusen	1,08	60,7	—	22,3	39,2	21,5	40,5	20,2	42,2	18,5	44,8	15,9
5	Ascheraden	1,09	38,4	—	9,6	29,94	8,46	31,24	7,16	—	—	35,39	3,01
6	Keggum	1,10	28,8	0,25	15,5	13,52	15,03	14,17	14,38	15,16	13,39	17,29	11,26
7	Dahlen	1,135	13,3	0,20	13,73	0,26	12,84	1,25	11,85	2,16	10,94	3,33	9,77

Auf Grund dieser Tafel sind die auf Abb. 5 dargestellten Gefällekurven der Staustufen gezeichnet, wobei die Abszissenmaßstäbe der sekundlichen Wassermengen für die einzelnen Staustufen umgekehrt proportional dem Wassermengenkoeffizienten gewählt sind, damit die gleichzeitig auftretenden Verhältnisse aller Staustufen auf einer Vertikalen liegen. Aus diesem Kurvenblatt geht hervor, daß es sich nicht lohnen würde, an der Staustufe Jakobstadt ein Kraftwerk vorzusehen, und daß in Ascheraden ein Wassermangelhilfswerk auf ein Gefälle von 8,5 m rechnen könnte. Dieses Gefälle würde in Ascheraden jedoch nur während der Schiffahrtsdauer von etwa 220 Tagen vorhanden sein, da hier ein niederlegbares Wehr vorgesehen ist, das bei den ersten Anzeichen der Eisbildung im Herbst niedergelegt und erst nach dem Eisgang und nach Ablauf des größten Hochwassers wieder aufgerichtet werden soll. Da aber Ascheraden nur bei Wassermangel, also meist im Juli und August arbeiten soll, und zwar, wie weiter unten ausgeführt wird, etwa während eines Monats, so kann für diese Dauer jedenfalls mit obigen 8,5 m Gefälle gerechnet werden.

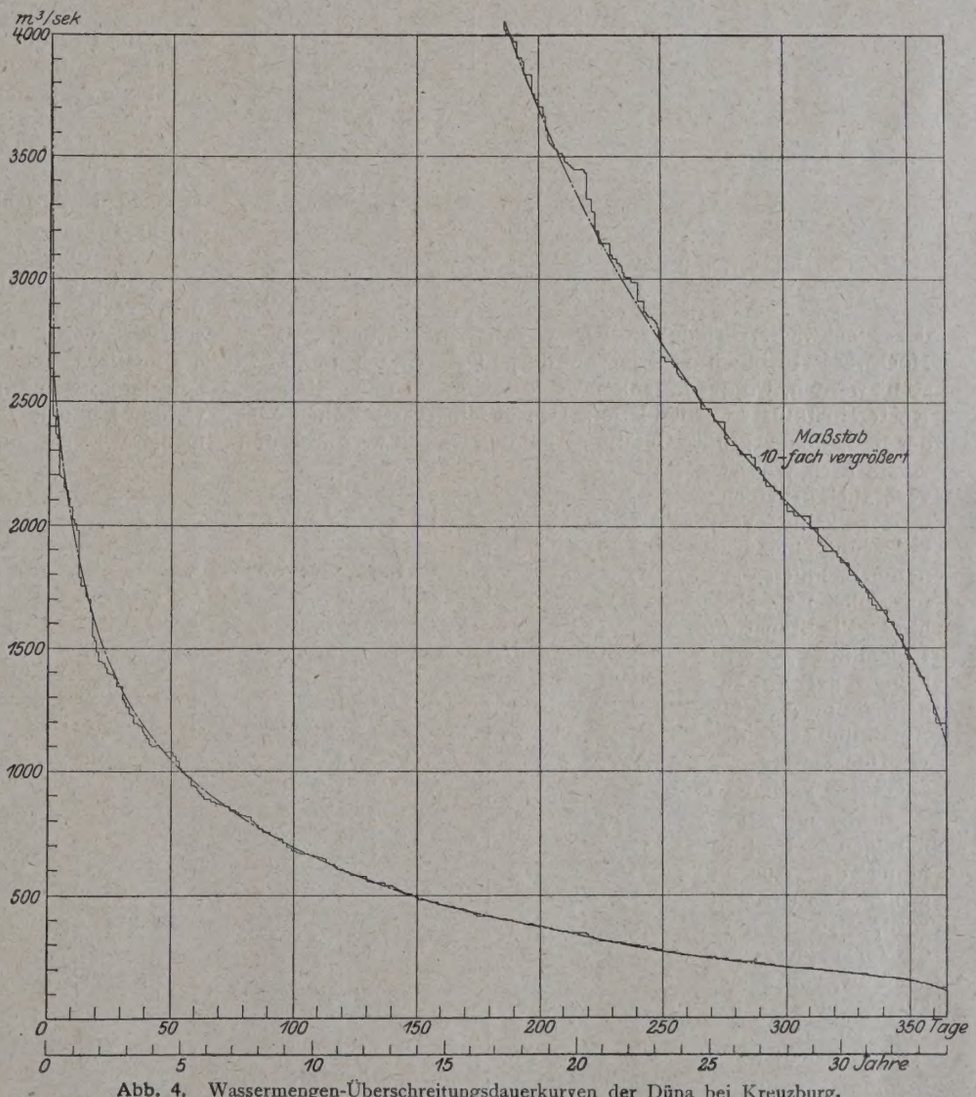


Abb. 4. Wassermengen-Überschreitungsdauerkurven der Düna bei Kreuzburg.

Die Frage nach der Ausbaugröße läßt sich für eine einzelne Staustufe mit Dampfkrafthilfswerk leicht an Hand der Wassermengendauerkurve unter Voraussetzung verschiedener Größen der Aushilfsanlage durch eine Rentabilitätsrechnung entscheiden. Mit einigen Prozenten Stromlieferung vom Dampfwerk für Wassermangel- und Hochwasserzeit läßt sich ein Ausgleich schaffen, der einen verhältnismäßig weitgehenden Ausbau der Wasserkraft gestattet. Anders liegt die Frage bei einer auf ein gemeinsames Netz arbeitenden Gruppe von Staustufen, bei denen natürlicherweise Wassermangel und Hochwasser gleichzeitig auftreten. Von einem Ausgleich während der Wassermangel- und der Hochwasserzeit durch ein Hilfsdampfkraftwerk muß abgesehen werden, da dieses, bei der Größe der Wasserkraftwerke, um einen wirklichen Ausgleich zu schaffen, zu große Abmessungen erhalten müßte. Zu diesem Zwecke sollen einerseits Wasserkraftwerke an Staustufen mit niederlegbaren Wehren, die nur bei Wassermangel arbeiten, und anderseits anpassungsfähige Industrien, die bei Wassermangel Stillstände von 14 Tagen bis zu einen Monat zulassen, herangezogen werden. Bei durch Hochwasser vermindertem Gefälle können die Turbinen nicht ihre volle Leistung hergeben und wird dadurch die von den Konsumenten verlangte Spitzenleistung nicht erreicht. Es müssen für diesen Fall weitere Turbinen aufgestellt werden, die nur während

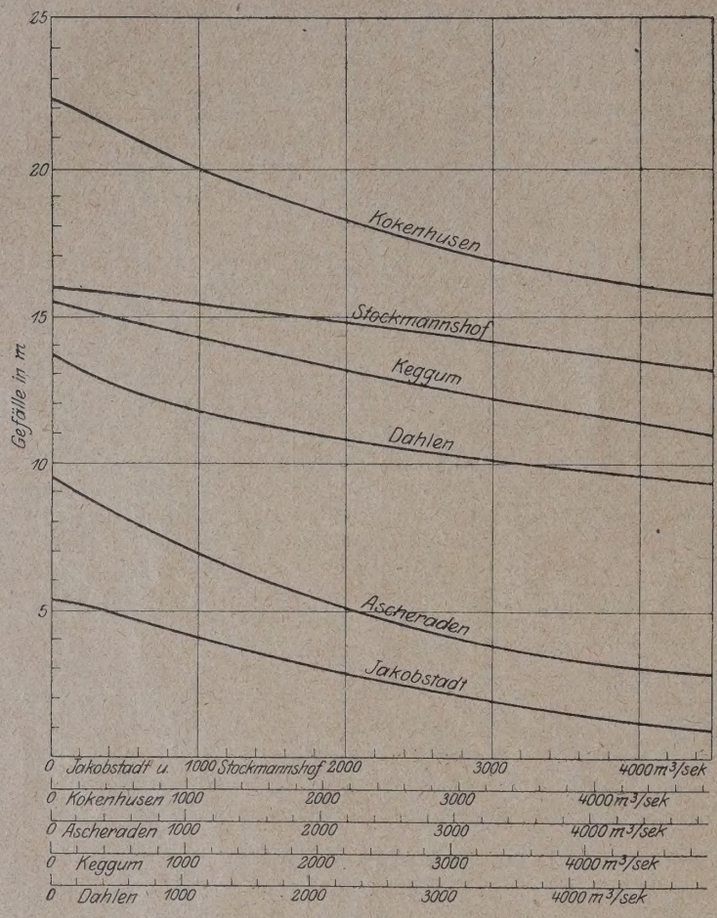


Abb. 5. Gefällekurven der Staustufen zwischen Dünaburg und Riga.

der Hochwasserperiode zu arbeiten haben würden. Diese Hochwasserturbinen müssen an derjenigen Staustufe aufgestellt werden, wo das hinzukommende Kilowatt mit geringsten Kosten installiert werden kann. Das ist selbstverständlich dort der Fall, wo das größte Gefälle vorhanden ist und wo durch den verstärkten Wasserverbrauch bei Hochwasser keine Vergrößerung eines Kanalquerschnittes erforderlich ist. Mithin ist die Staustufe Kokenhusen, weil kein Kanal vorhanden, am meisten für Aufstellung der Hochwasseraggregate geeignet.

Bevor zur ziffermäßigen Bestimmung der Ausbaugröße geschritten wird, seien hier kurz die Voraussetzungen erwähnt, von denen ausgegangen werden soll. Um die während 24 Stunden für Stromerzeugung zur Verfügung stehende mittlere Wassermenge in m³/sec. zu bestimmen, wird die der Kurve Abb. 4 entnommene Kreuzburger Wassermenge mit dem in Tafel 6 genannten Wassermengenkoeffizienten der Staustufe multipliziert und vom Produkt $30 \cdot \frac{12}{24} = 15$ m³/sec. für die Floßgassen, unter der Voraussetzung, daß diese 12 Stunden täglich im Betriebe sind, abgezogen. Dieser Abzug dürfte so reichlich sein, daß damit auch der Wasserverblauch für Schiffsschleusung berücksichtigt wäre.

In betreff des Gefälles ist angenommen worden, daß, so lange mit Verbrauch des in der Nacht aufgestauten Wassers am Tage gerechnet werden muß, der mittlere Oberwasserspiegel 0,5 m unter der Überfallkante liegen wird und das Gefälle demgemäß um 0,5 m kleiner, als das den Kurven auf Abb. 5 entnommene, sein wird. Erst wenn die Wassermenge so groß wird, daß ständig Wasser über den Überlauf fließt, kann mit dem ganzen Gefälle der Kurve gerechnet werden.

Bei der großen Anzahl der auf das gemeinsame Netz arbeitenden Turbineneinheiten aller Staustufen kann angenommen werden, daß durch rechtzeitiges Zu- und Abschalten ganzer Aggregate die Belastung auf 50—75 vH, im Mittel 60 vH, der Vollast gehalten werden kann. Der Turbinenwirkungsgrad ist daher bei normalem Gefälle zu 81 vH, bei verringertem Gefälle entsprechend niedriger, und der Generatorwirkungsgrad zu 90,6 vH (1 kW = 1,5 PS) angenommen worden. Transformatorverluste und Eigenbedarf an Strom sind nicht berücksichtigt, also zu den Verbrauchern gerechnet.

Das in dieser Weise entworfene Leistungsdiagramm ist in Abb. 6 dargestellt. Auf der rechten Seite desselben, während der Wassermangelperiode, müssen alle 5 Kraftwerke arbeiten und im Tagesdurchschnitt so viel leisten, als ihnen bei der gegebenen Wassermenge möglich ist. Da jede Staustufe im zulässigen Absenkungsbereich ein Staubecken von etwa einem Tagesbedarf Inhalt hat, so ist die Verteilung des Verbrauches über die Stunden des Tages und damit auch der Spitzenwert gleichgültig, wenn nur die Gesamtleistung, die dem vorhandenen Wasserquantum entspricht, nicht überschritten wird. In diesem Teil des Leistungsdiagrammes sind die mittleren Kilowatts übereinander eingetragen, die von den einzelnen Staustufen an dem entsprechenden Tage geleistet werden können. Mit dem Größerwerden der täglichen Wassermenge wächst auch die mittlere Leistung der Kraftwerke.

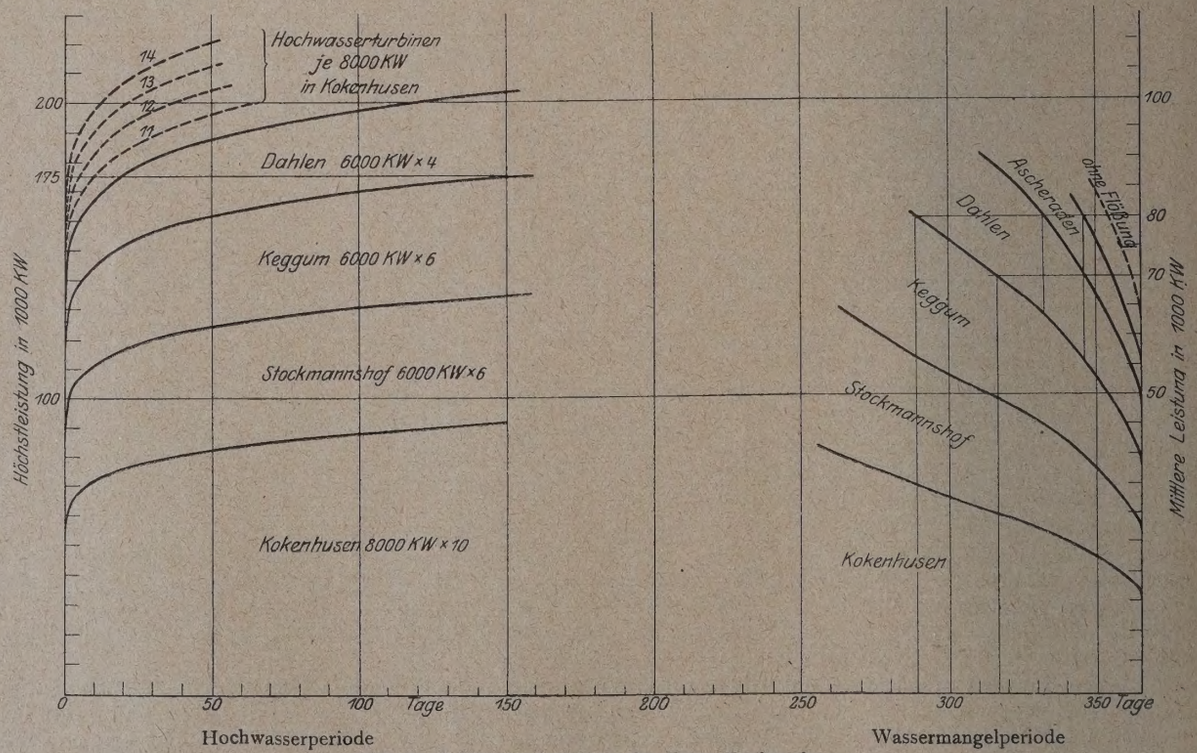


Abb. 6. Leistungsdiagramm der Düna-Kraftwerke.

Die mittlere Stromlieferung, für welche die einzelnen Werke bemessen werden sollen, hängt ab von der Anzahl der Tage, an denen eine Unterschreitung dieses Mittels zugelassen werden kann.

Es kann als zulässig gelten, daß im Laufe von 10 Tagen, während der Mangelperiode, nicht alle Verbraucher befriedigt werden, und zwar am schlechtesten Tage nur 77,5 vH derselben. In diesem Falle kann die mittlere Leistung aller Kraftwerke zusammen zu 70 000 kW angenommen werden, entsprechend ca. 600 Mill. kW-Stunden pro Jahr. Da der größte Teil der Flöße während des Hochwassers den Strom passiert, ist es wahrscheinlich, daß während der trockensten Periode der Wasserverbrauch für Flößung viel geringer, als oben angenommen, sein dürfte. Wenn während dieser Tage gar kein Wasser für Flößung entnommen wird, dauert der Strommangel nur 4 Tage und können selbst am schlechtesten Tage 89,5 vH der Verbraucher befriedigt werden.

Wenn eine mittlere Stromlieferung von 80 000 kW erreicht werden soll, würde die Mangelperiode mit Flößung 20 Tage und ohne Flößung 12 Tage dauern, und am schlechtesten Tage 67,8 vH bzw. 78,5 vH der Verbraucher befriedigt werden.

Die Ausbaugröße der Staustufen ohne die Hochwasseraggregate läßt sich nach dem Leistungsdiagramm der Mangelperiode bestimmen. So würde, wenn 70 000 kW mittlere Gesamtleistung verlangt werden, das Kraftwerk Ascheraden am stärksten belastet sein am 10. Tage dieser Periode (d. i. der 355. Tag des Diagramms) und am 20. Tage ganz abgeschaltet werden können. An diesem Tage würde das nächste Werk — Dahlen — seine größte Belastung erreicht haben und könnte, falls das dortige Wasser oder der erzeugte Strom den übrigen Teil des Jahres für andere Zwecke, etwa eine große Holzschleiferei mit Papierfabrik, verwendet werden soll, ebenfalls vom gemeinsamen Netz allmählich abgeschaltet und am 49. Tage vollständig davon getrennt werden. Von diesem Tage an könnten die drei übrigen Werke Kokenhusen, Stockmannshof und Keggum den Bedarf allein decken und würde sich die hierfür erforderliche Ausbaugröße der Stufen nach folgender Tafel 7 bestimmen lassen, wobei die von Kokenhusen offen gelassen wird, weil sie von der Hochwasserperiode abhängt.

Die Tafel enthält diese Angaben für eine verlangte mittlere Gesamtleistung $\left(\sum kW_m\right)$ von 70 000 kW und 80 000 kW.

Die wirkliche Ausbaugröße der weiteren Staustufen wird in hohem Maße von den Erfahrungen des ersten zu erbauenden Kraftwerkes und den Bedürfnissen der sich anschließenden Verbraucher abhängen.

Die gegenwärtige Bestimmung soll nur die obere Grenze der Ausbaugröße geben, für die bei Erweiterung des Kraftwerkes Platz vorhanden sein muß und für die die Kraftwasserkanäle zu bemessen sind. Daher seien als Ausbaugrößen die Zahlen angenommen, die sich für eine mittlere Gesamtleistung von 80 000 kW oder 700 Mill. Jahres-kW-Stunden ergeben haben.

Um den durch Gefällemangel verursachten Ausfall an Spitzenleistung während der Hochwasserperiode zu decken, müssen mehr Aggregate aufgestellt werden, als sich auf Grund der Nieder- und Normalwasserperiode ergeben. Darum ist im Leistungsdiagramm für Kokenhusen bereits an Stelle der sich nach Mangelperiode ergebenden Ausbaugröße von etwa 50 000 Kilowatt eine solche von 80 000 kW vorgesehen, und nun soll untersucht werden, inwieweit diese den Ansprüchen der Verbraucher während der Hochwasserperiode genügt. Das Verhältnis der mittleren Leistung zur Spitzenleistung ist der Belastungsfaktor, der von der Art der angeschlossenen Verbraucher abhängig ist. Elektrischer Bahnbetrieb ergibt einen solchen von ca. 35 vH, Beleuchtung etwa 10—12 vH, Landwirtschaft, die nur kurze Zeit im Jahre Strom verbraucht, unter 10 vH, Industrie — sehr verschieden, bei Tag und Nacht arbeitenden Betrieben kann der Belastungsfaktor bis zu 80 vH steigen.

Nach den Erfahrungen verschiedener Großkraftwerke, die nicht für einen bestimmten Großabnehmer, sondern für ein ganzes Netz von Verbrauchern gebaut sind, dürfte der Belastungsfaktor im vorliegenden Falle, wo unter andern die Eisenbahnen einer der wichtigsten Abnehmer sein sollen, etwa zwischen 35 bis 45 vH liegen.

Im linken Teil des Leistungsdiagrammes, wo die Spitzenleistungen, die bei gegebenen Gefälleverhältnissen von den einzelnen Staustufen erreicht werden können, in anderem Maßstabe als rechts die mittleren Leistungen, eingetragen sind, sind in der Höhe von 175 000 und 200 000 kW, die zu den mittleren Leistungen von 70 000 und 80 000 kW ins Verhältnis gebracht, Belastungsfaktoren von 35, 40 und 45 vH ergeben, wagerechte Gerade durchgelegt, deren Schnittpunkte mit den Summenkurven des Leistungsdiagramms anzeigen, an wieviel Tagen die verlangte Spitzenleistung unterschritten wird. Unter Annahme der obenerwähnten Ausbaugrößen, die auch im Leistungsdiagramm genannt sind, wird eine Spitzenleistung von 175 000 kW am 18. Tage erreicht. Ascheraden ist hierbei

Tafel 7.

Bestimmung der Ausbaugröße der Kraftwerke.

$\sum kW_m$	Kraftwerk	Tag	kW_m aus Diagr.	$kW_m/0{,}6$	kW/kW_{nom}	kW_{nom}	$kW_{inst.}$
70 000	Dahlen	20	14 300	23 800	1,225	19 400	20 000
	Keggum	49	20 800	34 700	1,12	31 000	32 000
	Ascheraden	10	8 700	14 500	1,115	13 000	12 000
	Kokenhusen	49	29 500	49 200	1,16	42 400	—
	Stockmannshof	49	19 300	32 100	1,17	27 400	32 000
80 000	Dahlen	33	16 900	28 200	1,22	23 100	24 000
	Keggum	76	23 800	39 700	1,09	36 400	36 000
	Ascheraden	20	10 000	16 700	1,11	15 000	16 000
	Kokenhusen	76	34 500	57 500	1,14	50 500	—
	Stockmannshof	76	21 500	35 600	1,16	30 700	36 000

Zur Erklärung der Tafel sei nochmals wiederholt, daß angenommen ist, daß die Turbinen mit ca. 60 vH ihrer beim gegebenen Gefälle und voller Leitschaufelöffnung erreichbaren Volleistung belastet sind, wobei das Verhältnis dieser Volleistung zur Nominalleistung (bei Normalgefälle und 85 vH Leitschaufelöffnung) mit $kW/kW_{nom.}$ bezeichnet ist. Der abgerundete Wert dieser Nominalleistung ist die Ausbaugröße ($kW_{inst.}$), die unter gegebenen Verhältnissen für die Staustufe in Frage kommt. Außerdem ist angegeben, am wievielten Tage der Mangelperiode die genannte größte mittlere Leistung erreicht wird.

nicht berücksichtigt, weil es infolge seiner Wehrkonstruktion bei Hochwasser keinen Stau hat. Um eine Spitzenleistung von 200 000 kW zu erreichen, müssen in Kokenhusen weitere Hochwasserturbinen aufgestellt werden, und zwar würde diese Leistung bei 11 Turbinen, zu je 8 000 kW, am 67. Tage, bei 12 am 38. Tage, bei 13 am 21. und bei 14 am 12. Tage erreicht werden. Da die Staustufe Kokenhusen keinen Kanal besitzt, der schon beim Bau die der größtmöglichen Wassermenge entsprechenden Abmessungen erhalten müßte, können die Bauten für Aufstellung der 11. bis 14. Turbine späteren Zeiten überlassen bleiben, und gegenwärtig ein Kraftwerk mit 10 Turbinen zu je 8 000 kW vorgesehen werden.

Um eine ungehinderte Schiffahrt mit bis zu 3 m Tiefgang auch bei Niedrigwasser zu ermöglichen, müssen an den in Abb. 1 angedeuteten Stellen Aussprengungen im Flußbett vor-

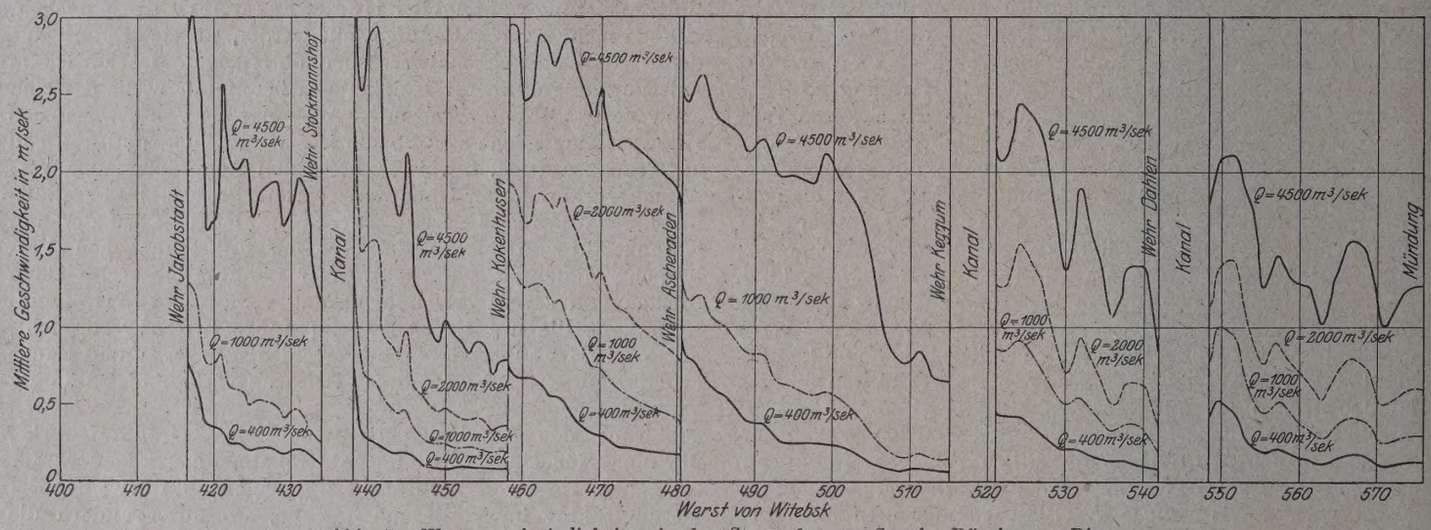


Abb. 7. Wassergeschwindigkeiten in den Staustufen der Strecke Dünaburg — Riga.

genommen werden in einer Breite von 50 m. Die Wassergeschwindigkeiten, die sich in der regulierten Strecke ergeben werden, sind in Abb. 7 für verschiedene Wassermengen gegeben, wobei zu berücksichtigen ist, daß die Schiffahrt bei Wassermengen über 2000 m³/sec., die nach dem Eisgang etwa 10 Tage andauern können, schon aus dem Grunde unmöglich sein würde, weil die niederlegbaren Wehre erst bei dieser Wassermenge aufgerichtet werden. Bei 2000 m³/sec. ergibt sich an keiner Stelle eine Geschwindigkeit, die der Talfahrt oder der Bergfahrt der Schiffe hinderlich sein könnte. Wohl aber sinken die Wassergeschwindigkeiten, die Oberflächengeschwindigkeiten sind freilich um ca. 10 vH größer als die dargestellten mittleren, bei geringen Wassermengen in einigen Staustufen so weit, daß die Flößung Schlepperbetrieb erfordern wird. Die mittlere Dauer des Eisstandes einschließlich Eisbildung und Eisgang in der Düna betrug während der Beobachtungsdauer 135 Tage, dazu etwa 10 Tage bis zur Aufrichtung der niederlegbaren Wehre, ergeben eine jährliche Unterbrechung der Schiffahrt auf 145 Tage, und eine Schiffahrtsdauer von 220 Tagen oder rund 7 Monaten. Die Flößung könnte sofort nach dem Eisgang einsetzen, ohne das Aufrichten der Wehre abzuwarten, und müßte nur während dieser Arbeit auf etwa einen Tag unterbrochen werden, um nach Aufstau durch die Floßgassen geleitet zu werden.

Was die Kosten der Regulierung der Strecke Dünaburg — Riga betrifft, so liegen darüber vorläufig folgende Angaben vor:

Die Regulierung nach den Plänen des Ingenieurs Scheljuta, bei der keine Kraftausnutzung vorgesehen war, sollte 21 Mill. Rubel kosten. Hierbei war, wie oben erwähnt, eine Fahrwassertiefe von nur 6 Fuß gleich 1,83 m vorgesehen.

Dem russischen Projekt von 1914 mit 3 m Fahrwassertiefe ist ein Kostenanschlag für diese Strecke beigefügt, der alles für Schiffahrt und Flößung Erforderliche vorsieht, aber weder die Bauten noch die maschinellen Einrichtungen der Kraftwerke enthält und auf 65 Mill. Rbl. lautet.

Aus dem Projekt von 1920 sind bisher nur die Staustufen Dahlen und Kokenhusen bis in die Einzelheiten ausgearbeitet, doch kann bei den gegenwärtigen unsicheren Valutaverhältnissen eine zuverlässige Zahl für die Kosten dieser Anlagen erst genannt werden, wenn Angebote von den Firmen vorliegen werden. Bezüglich der für die Schiffahrt erforderlichen Arbeiten und Bauten kann schon jetzt gesagt werden, daß sie infolge der obenerwähnten dem Projekt zugrunde gelegten neuen Gesichtspunkte und Reduzierung der Zahl der Staustufen und Kanalbauten, in Goldrubeln ausgedrückt, billiger werden, als nach dem russischen Projekt von 1914.

Zum Schluß sei der Hoffnung Ausdruck gegeben, daß die obigen Darlegungen das Interesse für vorliegendes Projekt wecken mögen, das sowohl für die wirtschaftliche Zukunft Lettlands als auch für den Wiederaufbau des Wohlstandes des auf russische Rohstoffe und Lebensmittel angewiesenen europäischen Festlandes von größter Bedeutung ist.

Riga, den 6. Mai 1920.

Ingenieur Felix Plato.

DER BAU DER ELF ÖSTLICHEN ÖFFNUNGEN DES GEULTALVIADUKTES DURCH DIE GUTEHOFFNUNGSHÜTTE, A.-V. FÜR BERGBAU UND HÜTTENBETRIEB, ABTEILUNG BRÜCKENBAU.

„Viele Wege führen nach Rom!" Auf kaum ein Betätigungsfeld menschlichen Geistes paßt dies Sprichwort besser als auf die Ingenieurkunst. Davon legen schon Zeugnis ab die Ergebnisse der zahlreichen Wettbewerbe, bei denen es den Preisrichtern oft schwer fällt, zwischen mehreren fast gleich guten Lösungen einer Aufgabe schließlich die beste herauszufinden und ihr den Preis zuzuerkennen. Selten aber findet sich die Gelegenheit, von solchen Lösungen mehrere zugleich in die Wirklichkeit umzusetzen und sie so unmittelbar vergleichen zu können. Ein solcher Fall lag vor bei der Aufstellung des Geultalviaduktes der im Kriege erbauten Linie Aachen—Tongern.

Die alte, schon vor dem Kriege bestehende Verbindung Brüssels mit Deutschland über Aachen—Lüttich war in ihrer Linienführung Herbesthal—Verviers, welche z. T. durch ein vielfach gewundenes Bachtal führte, für die Durchführung

des starke Anforderungen stellenden Kriegsbetriebes recht ungünstig. Hierzu kam, daß für alle Transporte, welche an die flandrische Seefront bestimmt waren, die Einführung nach Lüttich einen Umweg bildete und zudem noch die dortigen, an sich schon stark beanspruchten Bahnhofsanlagen unnö-

Abb. 1. Der fertige Viadukt.

tig belastete. Aus diesen Gründen entschloß sich die deutsche Heeresleitung schon im Frühjahr 1915 zum Bau einer Bahnlinie, welche zur Entlastung der Strecke Aachen — Herbesthal — Verviers — Lüttich bestimmt war, und, unmittelbar südlich des nach Süden vorspringenden Zipfels Hol-

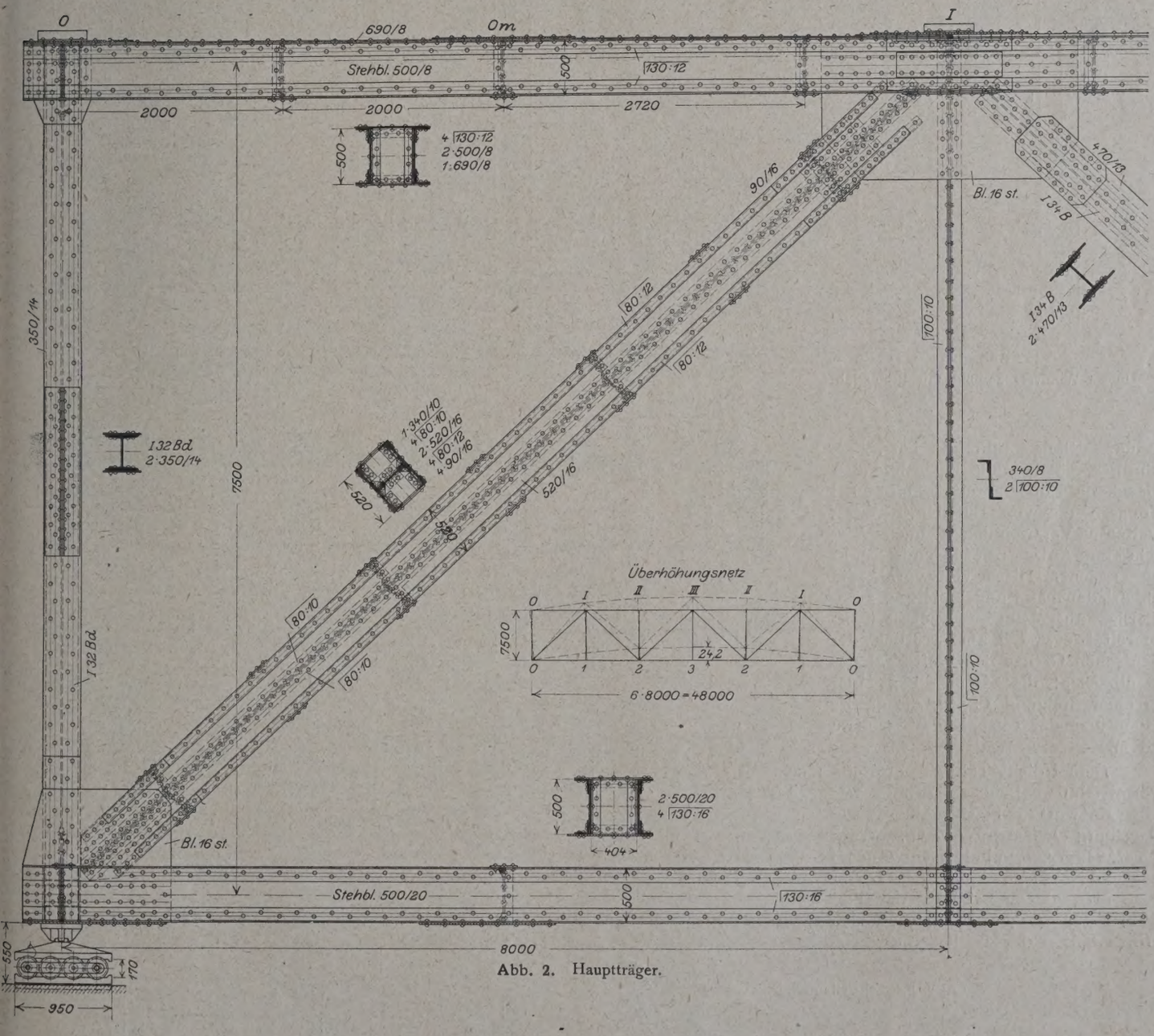


Abb. 2. Hauptträger.

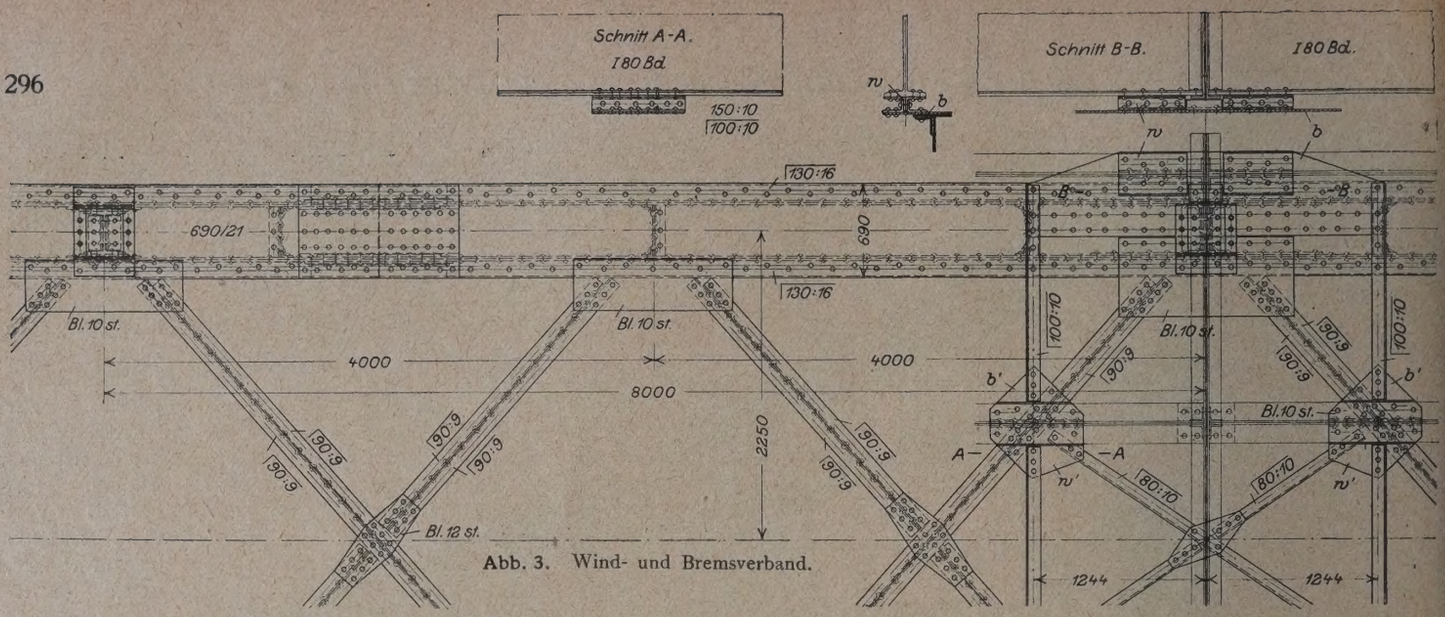


Abb. 3. Wind- und Bremsverband.

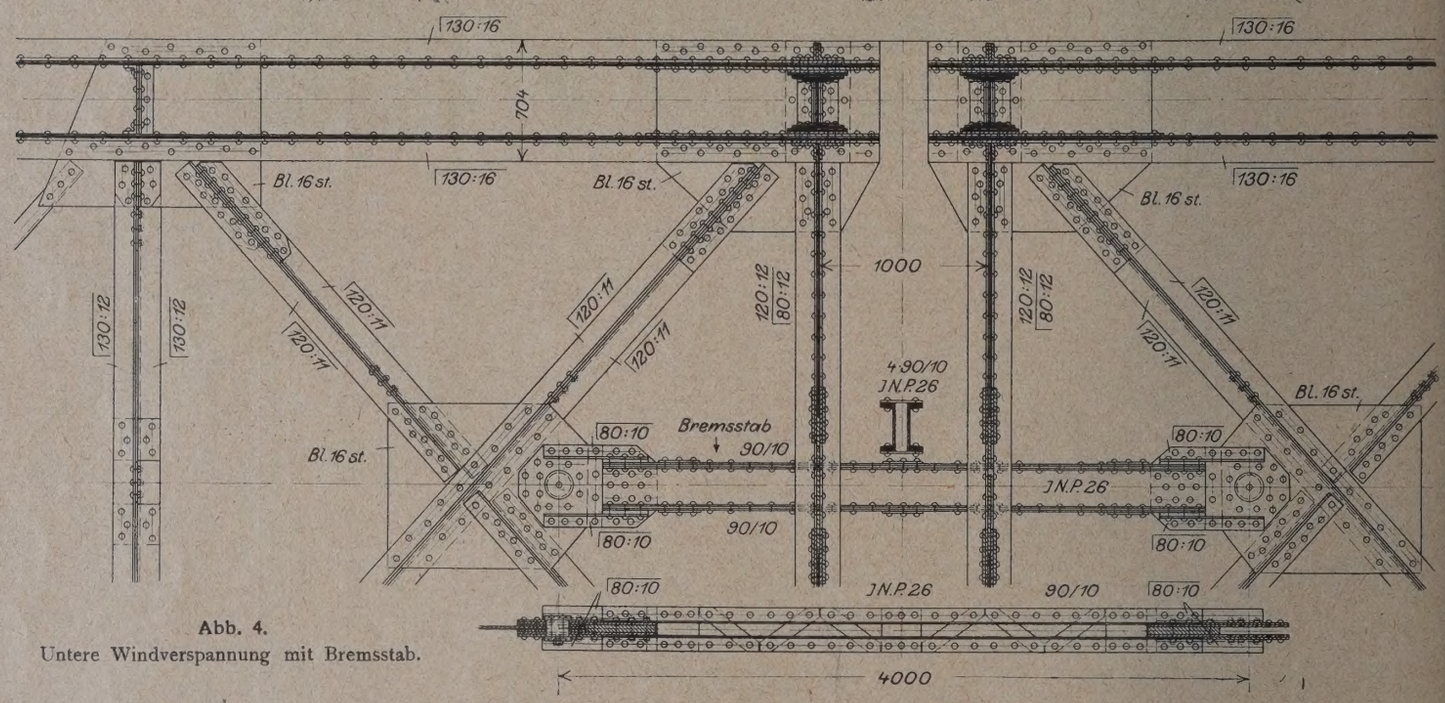


Abb. 4.
Untere Windverspannung mit Bremsstab.

lands entlang führend bei Visé, nördlich Lüttich, die Maas und den Maaskanal überschreitet und bei Tongern die von Lüttich in ihren weiteren Verzweigungen nach Aerschot und Antwerpen führende Strekke erreicht. Diese von vornherein als Friedensbahn angelegte und zweigleisig ausgebaute Strecke überschreitet etwae 8 km westlich der deutschen Grenze das breite Tal des Geulbaches; die Strecke liegt hier in einer Steigung 1 : 550, die größte Höhe über der Talsohle beträgt etwa 58 m.

Dem die Talüberschreitung vermittelnden Brückenbauwerk war ein Entwurf der Maschinenfabrik Augsburg - Nürnberg - A. - G., Werk Gustavsburg, vom Feldeisenbahnchef zugrunde gelegt worden. Dieser Entwurf sah eine Länge des Viaduktes von 1107 m zwischen den Hinterkanten der beiden Endwider-

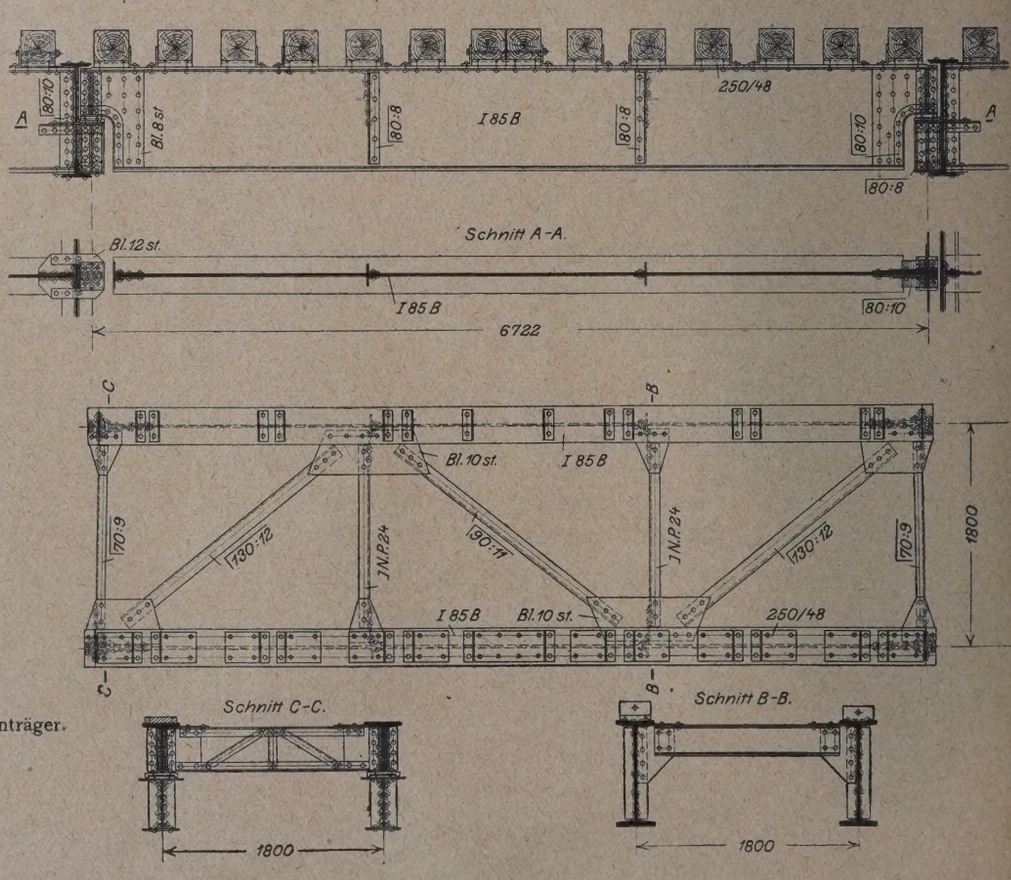


Abb. 6. Schwellenträger.

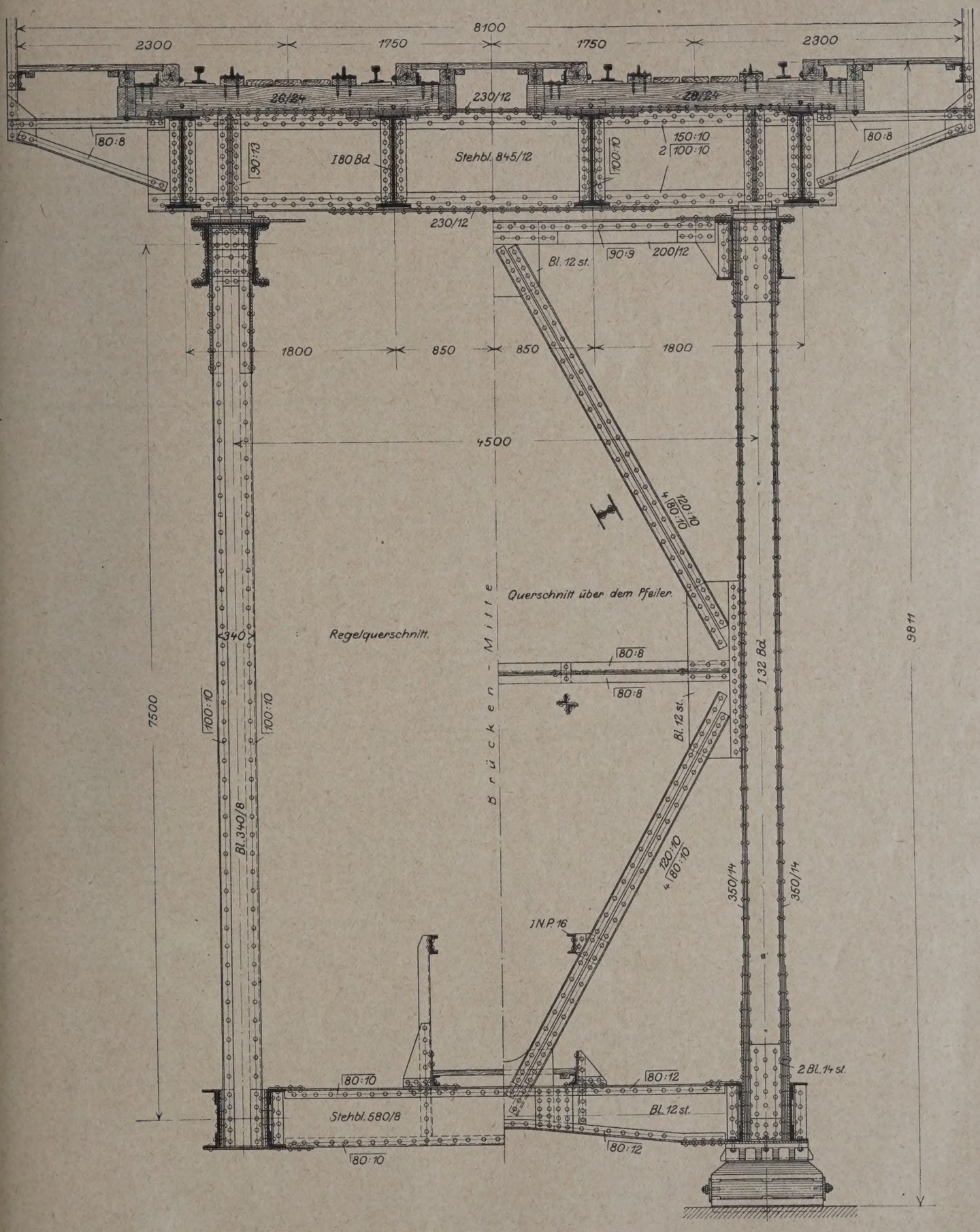


Abb. 5. Querschnitt der geraden Brücken.

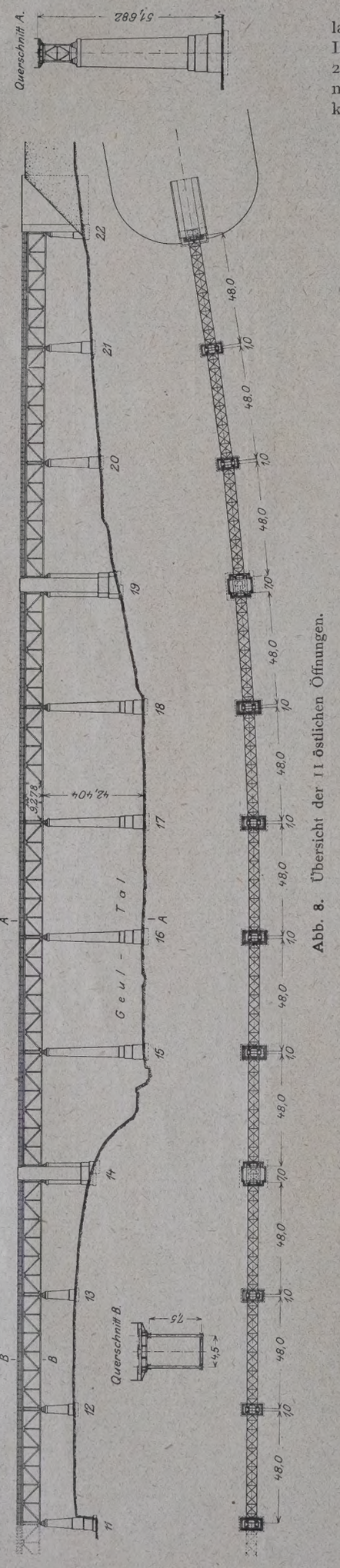
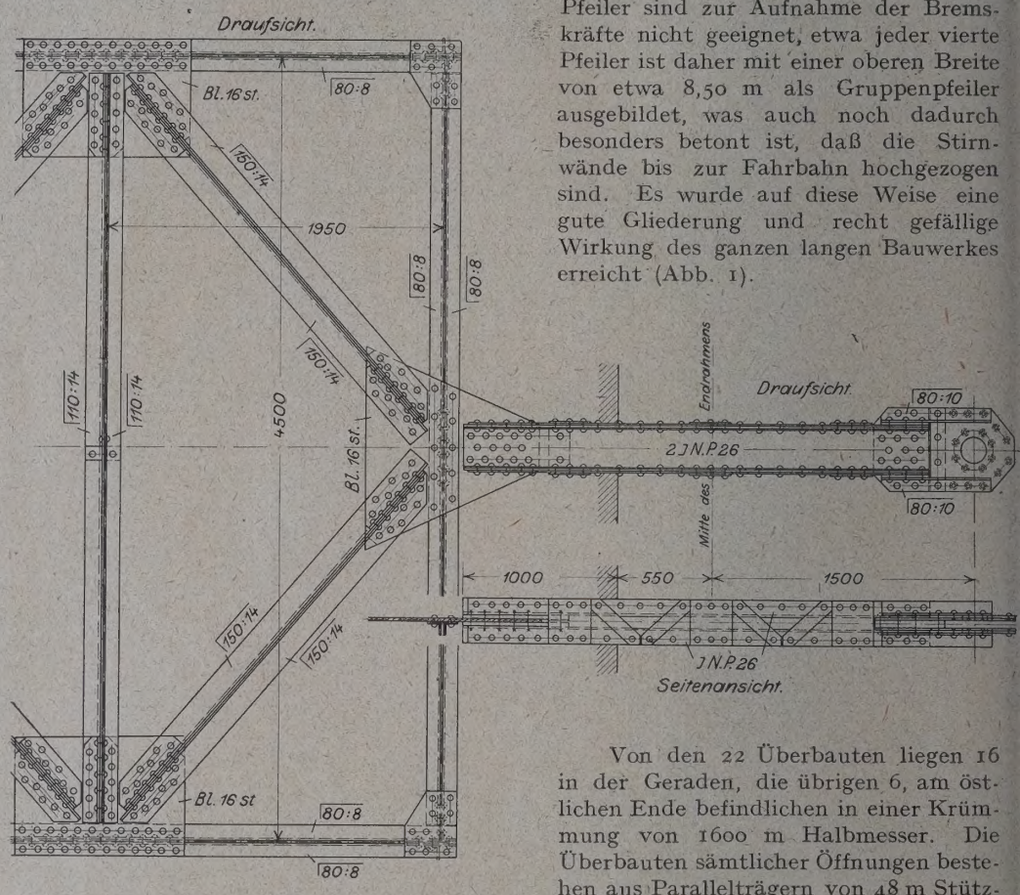


Abb. 8. Übersicht der 11 östlichen Öffnungen.

lager vor. Die gesamte Länge ist eingeteilt in 22 Öffnungen, welche mittels untereinander vollkommen gleicher Überbauten überbrückt werden. Diese ruhen auf Betonpfeilern mit Eiseneinlagen, von denen die Mehrzahl eine obere Breite von nur 3 m hat und somit bei der nicht unbeträchtlichen Höhe einen recht schlanken Eindruck macht, zumal, da die Breite nach unten nur wenig zunimmt. Diese Pfeiler sind zur Aufnahme der Bremskräfte nicht geeignet, etwa jeder vierte Pfeiler ist daher mit einer oberen Breite von etwa 8,50 m als Gruppenpfeiler ausgebildet, was auch noch dadurch besonders betont ist, daß die Stirnwände bis zur Fahrbahn hochgezogen sind. Es wurde auf diese Weise eine gute Gliederung und recht gefällige Wirkung des ganzen langen Bauwerkes erreicht (Abb. 1).



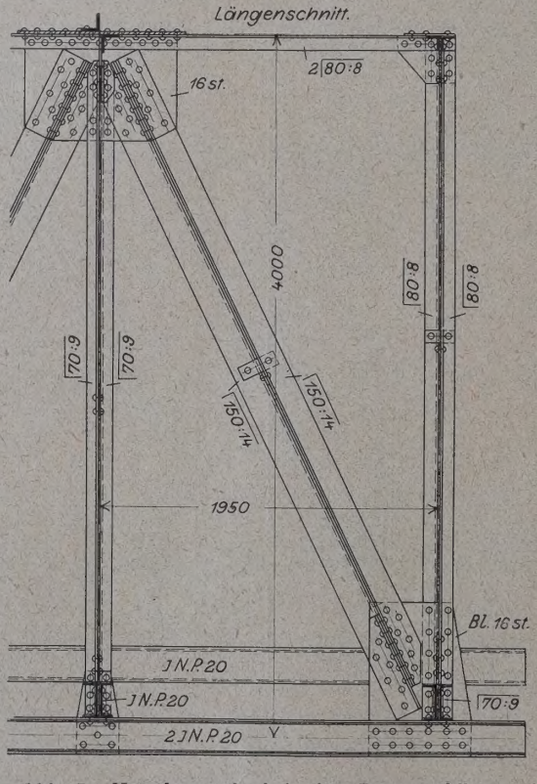


Abb. 7. Verankerungsbock in den Gruppenpfeilern.

Von den 22 Überbauten liegen 16 in der Geraden, die übrigen 6, am östlichen Ende befindlichen in einer Krümmung von 1600 m Halbmesser. Die Überbauten sämtlicher Öffnungen bestehen aus Parallelträgern von 48 m Stützweite mit abwechselnd steigenden und fallenden Streben; die Systemhöhe beträgt 7,50 m, die Feldweite 8 m, der Abstand der Hauptträger 4,50 m. Je ein Windverband liegt in der Ebene des Ober- und des Untergurtes. Der obere Windverband ist in den Mittelfeldern zum Bremsverband ausgebildet. Die Auflagerkräfte aus Wind- und Seitenkräften werden durchsenkrechte Endquerrahmen auf die Auflager übertragen. Einzelheiten der Hauptträger, der Windverbände und der Querrahmen geben die Abb. 2—5.

Die zweigleisige Fahrbahn liegt oben auf den Hauptträgern. Bei einem Abstand der Gleismitten von 3,50 m ergibt sich, daß die äußeren Schienen in der Geraden 0,25 m außerhalb der Hauptträgerachsen liegen. Die Querträger liegen zwecks guter mittlicher Druckübertragung auf Kippplatten, welche auf die Obergurte geschraubt sind. Sie sind durch Klemmplatten gehalten, welche eine gewisse Längsbeweglichkeit gestatten, sodaß also die Bewegungen der Fahrbahn von der Längenänderung der Überbauten unabhängig sind. Nur im Mittelknoten jedes Überbaues ist eine feste Verbindung der Fahrbahn mit dem Überbau dadurch

erreicht, daß die äußeren Längsträger der beiden mittelsten Felder durch Winkeleisen mit einem auf dem Obergurt liegenden wagerechten Blech fest verbunden und die inneren unmittelbar an den Bremsverband angeschlossen sind.

Die Schwellenträger sind I 80 B d; auch in den Kurvenbrücken liegen die beiden zu einem Gleis gehörenden in gleicher Höhe. Die 40 mm betragende Schienenüberhöhung ist durch eine auf dem äußeren Längsträger unter jede Schwelle gelegte Futterplatte von Schwellenbreite erreicht. Die oberhalb der Gruppenpfeiler den Übergang von einem Überbau zum andern herstellenden, rd. 7 m weit gespannten Schwellenträger sind auf Konsolen der Endquerträger mit Kipplatten und an einem Ende beweglich gelagert, da hier die Längenänderungen der Überbauten zum Ausgleich kommen (Abb. 6).

Sämtliche auf den Zwischenpfeilern liegende Auflager sind beweglich. Zur Fortleitung der Längskräfte nach den Gruppenpfeilern sind die Kreuzungspunkte der besonders kräftig ausgebildeten unteren Windstreben in den Endfeldern zweier benachbarter Überbauten durch Augenstäbe verbunden, welche mit Bolzen an die Knotenbleche der Kreuzungspunkte angeschlossen sind, also die Drehung der Windstreben und Endquerriegel in keiner Weise behindern. Da jedes der beiden Gleise im wesentlichen über einem Hauptträger liegt, wird sich dieser bei alleiniger Belastung des darüber liegenden Gleises mehr durchbiegen als der andere, sein Untergurt sich also stärker dehnen, der wagerechte Windträger nach der Seite des belasteten Gleises ausbiegen und daher der Endquerriegel sich in der Wagerechten zu drehen suchen. Um dies auch an denjenigen Auflagern, an denen die Längskräfte auf die Pfeiler übertragen werden sollen, ohne Zwängungen zu ermöglichen, sind auch sämtliche Auflager auf den Gruppenpfeilern beweglich. Die Aufnahme der Längskräfte erfolgt auch hier durch einen Bremsstab, welcher an einen in den Pfeiler einbetonierten eisernen Bock angeschlossen ist (Abb. 7).

Während der Entwurf für das ganze Bauwerk von der MAN, Werk Gustavsburg, stammt, wurde auf besondere Veranlassung des Feldeisenbahnchefs die Ausführung unter mehrere Firmen verteilt. Gustavsburg selbst übernahm die Herstellung von 10 Überbauten, sämtlich in der Geraden; von den restlichen 12 wurden 9, und zwar 3 in der Geraden, 6 in der Kurve liegende der Gutehoffnungshütte, Aktienverein für Bergbau und Hüttenbetrieb, Abteilung Brückenbau in Sterkrade übertragen, 3 in der Geraden liegende der Deutsch-Luxemburgischen Bergwerks- und Hütten-A.-G., Abteilung Dortmunder Union. Die Aufstellung übernahmen Gustavsburg und die Gutehoffnungshütte je zur Hälfte; Gustavsburg erstellte die 11 westlichen Überbauten, welche sämtlich in der Geraden liegen, während die Gutehoffnungshütte den Bau der 11 östlichen ausführte, davon 5 in der Geraden, 6 in der Kurve (Abb. 8).

Die Pfeiler und Widerlager wurden je zur Hälfte von Grün & Bilfinger A.-G. und Dyckerhoff & Widmann A.-G. ausgeführt.

(Schluß folgt.)

ÜBER DIE BIEGUNG DER RECHTECKIGEN PLATTE DURCH EINZELLASTEN.

Von A. Nádai, Göttingen.

1. Die Kenntnis der Spannungszustände der Biegung des unendlich langen Plattenstreifens durch Einzellasten ist für die Statik der durch Querkräfte beanspruchten rechteckigen Platte von Bedeutung, weil die Belastungsfälle der Plattenbiegung im Rechteck mit geradlinig frei gestützten oder mit eingespannten Seiten sich auf Spannungszustände des Plattenstreifens zurückführen lassen.

Aus der Fläche w_1 [1])

$$w_1 = \frac{P a^2}{2\pi^3 N} \sum_n \frac{e^{-\frac{n\pi}{a}(y-y_0)}}{n^3} \left[1 + \frac{n\pi}{a}(y-y_0)\right] \sin\frac{n\pi x_0}{a} \sin\frac{n\pi x}{a}$$

$$(n = 1, 2, 3, \cdots,\ y \geq y_0) \qquad 1)$$

nach der ein auf zwei, um den Abstand a entfernten, parallelen Geraden aufgelegter Plattenstreifen ausbiegt, wenn eine Last P im Punkte $x = x_0$, $y = y_0$ auf ihn gebracht wird, folgt die Lösung für die Einzelkraft in einem Halbstreifen. Um sie zu erhalten, hat man außer der Kraft P im Punkte x_0, y_0 eine zweite Kraft im Punkte x_0, $-y_0$ anzubringen, welche gleich P, jedoch umgekehrt gerichtet ist. Bezeichnet w_2 die zugehörige Durchbiegung, so stellt der Unterschied der zwei kongruenten und um den Betrag $2y_0$ in der Längsrichtung des Streifens verschobenen Flächen w_1 und w_2 oder

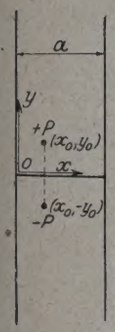


Abb. 1.

$$w = \frac{P a^2}{\pi^3 N} \sum_n \frac{e^{-\frac{n\pi y_0}{a}}}{n^3} \left[\left(1 + \frac{n\pi y_0}{a}\right) \mathfrak{Sin}\frac{n\pi y}{a} - \frac{n\pi y}{a} \mathfrak{Cof}\frac{n\pi y}{a}\right] \sin\frac{n\pi x_0}{a} \sin\frac{n\pi x}{a} \quad \cdots \quad (2$$

$$(n = 1, 2, 3, \cdots)$$

[1]) Diese Zeitschrift, S. 11 dieses Jahrganges, Gl. (15). Wegen der hier wieder benutzten Bezeichnungen vergl. auch daselbst. Mit $N = E h^3 : 12 (1 - \nu^2)$ in der obigen Formel ist die Plattenziffer (E Elastizitätsziffer h Dicke der Platte, ν die Querdehnungszahl [$\nu = 0{,}3$]) bezeichnet.

die Durchbiegung des Halbstreifens im Gebiet $0 \leqq y \leqq y_0$ oder den Fall dar, daß eine konzentrierte Kraft in der Nähe der Schmalseite einer langen rechteckigen Platte mit geraden, frei gestützten Seiten angreift. Die Gleichung der Anschlußfläche für $y_0 \leqq y < \infty$ geht aus der angeschriebenen nach Vertauschung von y mit y_0 hervor [2]).

[2]) Durch eine gelegentliche Bemerkung angeregt, die ich Herrn Prof. A. Stodola in Zürich verdanke, sei im Anschluß an diesen Belastungsfall der eines konzentrierten Biegungsmomentes angegeben. Schreibt man die Gl. (1) in der leicht verständlichen Form $w_1 = P\,\omega(x_0, \Delta y_0, x, y)$ und entsprechend die Gl. (2) in der Form

$$w = P\,[\omega(x_0, \Delta y_0, x, y) - \omega(x_0, -\Delta y_0, x, y)]$$

an, so kann nach dem Spannungszustand gefragt werden, dem sich w nähert, wenn der jetzt als klein angenommene Abstand $2y_0 = 2\Delta y_0$ der beiden Kräfte $+P$ und $-P$ unbegrenzt verkleinert und gleichzeitig die

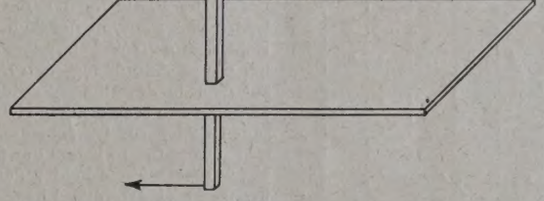


Abb. 2.

beiden Kräfte des Paares in dem Maße vergrößert werden, dass ihr Moment $2P\Delta y_0$ seinen endlichen Wert M behält. Man gelangt im Grenzfall $\Delta y_0 = 0$ zur Singularität eines konzentrierten äußeren Momentes im Punkte $x = x_0$, $y = 0$ und findet als die zugehörige Deformation der Platte:

$$w = \lim_{\Delta y_0 = 0,\ P = \infty} P\,[\omega(x_0, \Delta y_0, x, y) - \omega(x_0, -\Delta y_0, x, y)]$$

$$= 2\lim(P\Delta y_0) \left[\frac{\partial \omega}{\partial y_0}\right]_{y_0 = 0} = M \left[\frac{\partial \omega}{\partial y_0}\right]_{y_0 = 0}$$

$$= \frac{M y}{2\pi N} \sum \frac{e^{-\frac{n\pi y}{a}}}{n} \sin\frac{n\pi x_0}{a} \sin\frac{n\pi x}{a}$$

Um den Belastungsfall der Einzellast in einem Rechteck unter denselben Grenzbedingungen zu erhalten, ist wie auf S. 15 dieser Zeitschrift bemerkt wurde, erforderlich, das gegebene Rechteck zu einem Parallelstreifen zu ergänzen, der in gewissen Punkten durch Kräfte von der Größe P in abwechselnder Richtung belastet ist [3]).

Daß man sich mit Vorteil der Lösung (1) zur Erfüllung der Grenzbedingungen bei anderen Belastungen bedienen kann, möge der folgende Fall zeigen. Die Durchbiegung eines Plattenstreifens, der auf zwei im Abstande a befindlichen Parallelen aufruht und durch einen gleichmäßigen Druck p belastet ist, ist gleich

$$w_1 = \frac{p}{24\,N}(x^4 - 2x^3 a + x a^3) \quad \ldots\ldots\ldots (3$$

Durch eine zum Druck p entgegengesetzt gerichtete Einzelkraft R, die in einem Punkte $x_0 = \xi$, $y_0 = o$ angreift und nach (1) eine Durchbiegung

$$w_2 = -\frac{Q a^2}{2\pi^3 N}\sum_n \frac{e^{-\frac{n\pi y}{a}}}{n^3}\left(1 + \frac{n\pi y}{a}\right)\sin\frac{n\pi\xi}{a}\sin\frac{n\pi x}{a} \quad \ldots (4$$
$$(n = 1, 2, 3, \cdots,\ y \geq o)$$

erzeugt, können die Einsenkungen der Platte in einem gewissen Umkreis um den Angriffspunkt von Q verkleinert werden. Es soll die Verteilung von Kräften Q entlang der x-Achse bestimmt werden, bei welcher die resultierende Durchbiegung $w = w_1 + w_2$, die von beiden Belastungen herrührt, auf der Geraden $y = o$ verschwindet. Der Fall erhält dadurch praktisches Interesse, daß er dem Spannungszustand in einer Deckenkonstruktion über einem langen rechteckigen Raum in der Umgebung eines Unterzuges, beziehungsweise der versteifenden Wirkung einer in der Querrichtung unterhalb der Decke angebrachten starken Rippe entspricht, sofern die gewöhnliche Theorie der Plattenbiegung auf eine derartige Konstruktion angewendet werden darf und die Grenzbedingungen auf den Längsseiten den hier vorausgesetzten entsprechen. Zur Erfüllung der genannten Bedingung ist die Kraft Q mit ξ stetig veränderlich anzunehmen. Sie werde gleich $q(\xi)\,d\xi$ gesetzt, wo $q(\xi)$ die auf die Längeneinheit bezogene Kraft ist. Die Belastung $q(\xi)\,d\xi$ ruft in einem Punkte der x-Achse ($y = o$) eine Durchbiegung nach Gl. (4) hervor:

$$d w_2 = -\frac{q(\xi)\,d\xi\,a^2}{2\pi^3 N}\sum_n \frac{1}{n^3}\sin\frac{n\pi\xi}{a}\sin\frac{n\pi x}{a} \quad \ldots\ldots (5$$

Die Bedingung, daß für $y = o$ $w_1 + w_2 = o$ sei, ist erfüllt, wenn $q(\xi)$ der Gleichung:

$$\frac{a^2}{2\pi^3 N}\int_{\xi=0}^{\xi=a} q(\xi)\,d\xi \sum_n \frac{1}{n^3}\sin\frac{n\pi\xi}{a}\sin\frac{n\pi x}{a} = -\frac{p}{24\,N}(x^4 - 2x^3 a + x a^3) \quad (6$$
$$(n = 1, 2, 3, \cdots)$$

oder

$$\int_{\xi=0}^{\xi=a} q(\xi)\,G(x,\xi)\,d\xi = f(x) \quad \ldots\ldots\ldots (7$$

genügt, sofern die Summe auf der linken Seite von Gl. (6) einschließlich den Konstanten mit $G(x, \xi)$ und ihre rechte Seite mit $f(x)$ bezeichnet werden. Hier sind $G(x, \xi)$ und $f(x)$ gegebene Funktionen von x (bzw. von ξ); die unbekannte Funktion $q(\xi)$ kommt unter dem Zeichen eines bestimmten Integrales vor. Die obige Forderung $y = o$, $w_1 + w_2 = o$ führt zu dem eigenartigen Fall, daß in der Grenzbedingung einer Randwertaufgabe eine Integralgleichung[4]) zu erfüllen ist. Die Unbekannte q bestimmt sich, wenn die rechte Seite von (6) ebenfalls in eine Sinusreihe, nämlich

$$\frac{p}{24\,N}(x^4 - 2x^3 a + x a^3) = \frac{4\,p\,a^4}{\pi^5 N}\sum_m \frac{1}{m^5}\sin\frac{m\pi x}{a} \quad (m = 1, 3, 5, \cdots) \quad (8$$

entwickelt wird. Durch den Vergleich der beiden Reihen folgt, daß für die ungeraden Zahlen $n = m$:

$$\int_0^a q(\xi)\sin\frac{n\pi\xi}{a}\,d\xi = -\frac{8\,p\,a^2}{\pi^3 n^2}$$

ist und daß dieser Ausdruck für die geraden Zahlen n verschwinden muß. Das sind aber -bis auf den Faktor $\frac{2}{a}$ die Fourierkoeffizienten der nachfolgenden Reihe für $q(\xi)$:

$$q(\xi) = -\frac{16\,p\,a}{\pi^2}\sum_n \frac{1}{n^2}\sin\frac{n\pi\xi}{a}, \quad (n = 1, 3, 5\cdots) \quad \ldots (9$$

durch welche die Funktion q (ξ) bestimmt ist. Die zugehörigen Formänderungen der Platte sind gegeben durch die Gleichung

$$w = w_1 + w_2 = \frac{4\,p\,a^4}{\pi^5 N}\sum \frac{1}{n^5}\left[1 - \left(1 + \frac{n\pi y}{a}\right)e^{-\frac{n\pi y}{a}}\right]\sin\frac{n\pi x}{a}$$
$$(n = 1, 3, 5, \cdots,\quad y \geq o \qquad (10$$

2. Der durch eine Einzelkraft belastete, eingespannte Plattenstreifen. Der Belastungsfall der Plattenbiegung, der im folgenden behandelt wird, ist der Grenzfall einer auf ihrem Rande eingeklemmten rechteckigen Platte, in der das eine Seitenpaar unendlich lang ist. Er liegt im wesentlichen schon vor, wenn eine Last auf den mittleren Teil einer langen rechteckigen Platte mit eingeklemmten Seiten gebracht wird. Da der Einfluß der Ecken auf die Gestalt einer

---

oder wenn diese Reihe nach der Gl. (9) S. 12 durch die Funktion ersetzt wird, die sie darstellt:

$$w = \frac{M\,y}{8\pi N}\ln\frac{\mathfrak{Cof}\frac{\pi y}{a} - \cos\frac{\pi(x + x_0)}{a}}{\mathfrak{Cof}\frac{\pi y}{a} - \cos\frac{\pi(x - x_0)}{a}} \qquad (o \leq x \leq a)$$

Diese Gleichung gibt die Gestalt der Platte und weiter den Spannungszustand an, die ein im Punkte $x = x_0$, $y = o$ wirkendes konzentriertes äußeres Moment mit zur Querrichtung des Plattenstreifens paralleler Achse erzeugt. Ihr entspricht der Belastungsfall nach Abb. 2, der in Betracht kommt, wenn an die Platte Konstruktionsteile angeschlossen sind, welche auf diese Momente übertragen. — Den Spannungszustand einer durch ein konzentriertes Biegungsmoment verbogenen rechteckigen Platte hat H. Leitz (Z. f. Math. u. Phys. 1917.) zur Herleitung der Lösung der eingespannten rechteckigen Platte mittels Doppelreihen benutzt.

[3]) Die auf ihrem Rande geradlinig und ohne Einspannungsmomente gestützte und durch eine Einzelkraft verbogene rechteckige Platte ist ein Teil einer nach allen Richtungen unbegrenzten Platte, die in dem vierfachen Gitter von Punkten der Abb. 3. durch Einzelkräfte $\pm$ P belastet ist. Denn bei dieser Anordnung der Lasten ist auf dem in derselben Abbildung eingezeichneten rechteckigen Netz von geraden Linien die Durchbiegung $w = o$ und $\Delta w = o$. In jedem der unendlich vielen rechteckigen Felder der schachbrettartig eingeteilten Ebene herrscht der obige Spannungszustand.

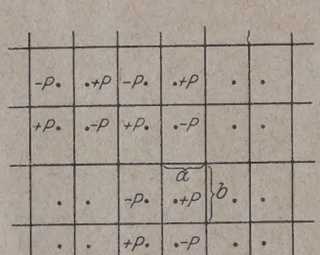


Abb. 3.

Die doppelte Periodizität der Funktionen, durch welche sich die Durchbiegung und die spez. Spannungen darstellen, weist auf elliptische Funktionen hin. Ich hoffe in Kürze auf diesen Zusammenhang an anderer Stelle zurückzukommen, aus dem sich für die Anwendungen der Plattentheorie wichtige Folgerungen ergeben. Als ein bemerkenswertes Ergebnis folgt beispielsweise der Zusammenhang dieses Spannungszustandes mit dem Fall der Biegung einer durch einen gleichförmigen Druck belasteten unendlich ausgedehnten Platte, die in einem rechteckigen Gitter von Punkten gestützt ist, mit dem sich die Ingenieure neuerdings viel beschäftigt haben. Vergl. Lewe, Lösung des Pilzdeckenproblems durch Fouriesche Reihen; diese Zeitschrift Bd. 1. S. 632. 1920.)

[4]) D. Hilbert, Grundzüge einer allgemeinen Theorie der linearen Integralgleichungen, 2. Mitt. Göttinger Nachrichten, S. 122, 1904.

derart belasteten Platte mit zunehmender Länge des Rechtecks verhältnismäßig sehr schnell verschwindet, soll auch bei der eingespannten Platte der für die Rechnung besser zugängliche Fall ins Auge gefaßt werden, bei dem die vier Ecken des Rechtecks im Unendlichen liegen [5]).

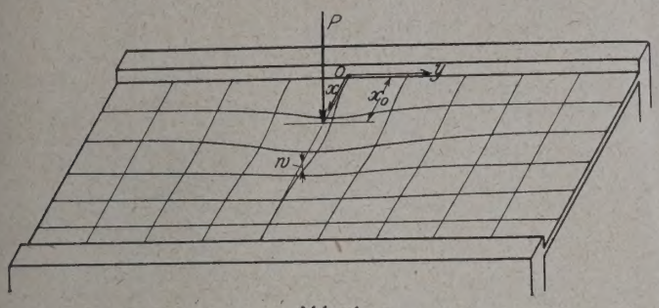


Abb. 4.

Da man die Verhältnisse bei der Deformation einer eingespannten quadratischen Platte (dem andern Grenzfall des Rechtecks) bereits im großen und ganzen an einer eingespannten kreisförmigen Platte von einem passend gewählten Durchmesser (der jedenfalls größer als die Seite und kleiner als die Diagonale des Quadrates angenommen werden muß) übersieht*) liegt ein Grund mehr vor, den andern Grenzfall zu untersuchen, bei dem eine Anlehnung an bekannte Verhältnisse weniger gut möglich ist.

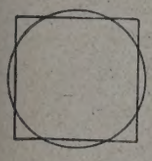


Abb. 5.

Der Plattenstreifen sei durch die Geraden $x = o$ und $x = a$ begrenzt, die Kraft P wirke im Punkte $x = x_0$, $y = o$. Seine Durchbiegung w genügt im Innern des Parallelstreifens der Gleichung $\Delta\Delta\, w = o$ und auf den Geraden $x = o$ und $x = a$ den Grenzbedingungen $w = o$ und $\partial w : \partial x = o$, die zugehörigen Spannungen müssen im Punkte $x = x_0$, $y = o$ die Singularität der Einzelkraft ergeben. Die Erfüllung der Grenzbedingungen eines eingespannten Randes hat beim Rechteck Schwierigkeiten bereitet. H. Hencky [6]) und H. Happel [7]) haben bemerkt, daß sie sich mit den klassischen Produktansätzen von Funktionen (welche nur von x, bezw. nur von y abhängen) befriedigen lassen. Die Durchbiegungen der eingespannten rechteckigen Platte lassen sich aus den Einsenkungen des geradlinig gestützten Rechtecks nach Hinzufügung von gewissen Lösungen der Gl. $\Delta\Delta\, w = o$ der genannten Art ermitteln. Die gesuchte Funktion w werde hier aus der Summe von zwei Funktionen w′ und w″ gebildet. Die erste:

$$w' = \frac{P a^2}{2\pi^3 N} \sum_n \frac{e^{-\frac{n\pi y}{a}}}{n^3} \left(1 + \frac{n\pi y}{a}\right) \sin\frac{n\pi x_0}{a} \sin\frac{n\pi x}{a} \qquad (11$$

$$(n = 1, 2, 3, \cdots,\ y \geqq 0)$$

sei die Lösung des im Punkte $x = x_0$, $y = o$ durch die Kraft P belasteten, auf dem Rande geradlinig frei aufruhenden Plattenstreifens. Die Funktion w″ ist dann diejenige Lösung der Gl. $\Delta\Delta\, w'' = o$, welche die Grenzbedingungen

$$x = o \text{ bzw. } x = a; \quad w'' = o \text{ und } \frac{\partial w''}{\partial x} = -\frac{\partial w'}{\partial x} \quad . \quad (12$$

erfüllt und im Grundgebiet (mit Einschluß der Umgebung des Punktes $x = x_0$, $y = o$) in den Spannungen stetig ist. Diese Funktion wird durch das der Gl. $\Delta\Delta\, w'' = o$ genügende Integral

$$w'' = \frac{P a^2}{2\pi^3 N} \int_0^\infty \left[A \frac{x}{a} \mathfrak{Sin}\frac{\alpha x}{a} + B\, \mathfrak{Cof}\frac{\alpha x}{a} + C \frac{x}{a} \mathfrak{Cof}\frac{\alpha x}{a} + D\, \mathfrak{Sin}\frac{\alpha x}{a}\right] \cos\frac{\alpha y}{a}\, d\alpha \quad (13$$

auszudrücken sein, in welchem A, B, C, D von x und y unabhängige Größen sind.

Zu ihrer Bestimmung ist erforderlich die Neigung $\partial w' : \partial x$ der Fläche w′ senkrecht zu den Seiten $x = o$ und $x = a$ aus der Gl. 11 zu berechnen:

$$\left.\begin{aligned} \left[\frac{\partial w'}{\partial x}\right]_{x=0} &= \frac{P a}{2\pi^2 N} \sum \frac{e^{-\frac{n\pi y}{a}}}{n^2} \left(1 + \frac{n\pi y}{a}\right) \sin\frac{n\pi x_0}{a} \\ \left[\frac{\partial w'}{\partial x}\right]_{x=a} &= \frac{P a}{2\pi^2 N} \sum \frac{(-1)^n e^{-\frac{n\pi y}{a}}}{n^2} \left(1 + \frac{n\pi x}{a}\right) \sin\frac{n\pi x_0}{a} \end{aligned}\right\} \quad (14$$

Diese beiden Summen stellen im Intervall $o < y < \infty$ der Veränderlichen y zwei gerade Funktionen von y:

$$\left[\frac{\partial w'}{\partial x}\right]_{x=0} = f_1(y) \text{ und } \left[\frac{\partial w'}{\partial x}\right]_{x=a} = f_2(y) \quad . \quad . \quad . \quad (14a$$

dar, welche für $y = \infty$ verschwinden. Um die Verbindung zur Lösung w″ herzustellen, wird jede dieser beiden Funktionen durch ein Fouriersches Integral;

$$f(y) = \frac{2}{\pi} \int_0^\infty d\lambda \cos\lambda y \int_0^\infty f(\beta) \cos\lambda\beta\, d\lambda$$

auszudrücken sein. Die beiden inneren Integrale

$$\left.\begin{aligned} \int_0^\infty f_1(\beta) \cos\lambda\beta\, d\beta &= \frac{P a}{2\pi^2 N} \sum \frac{1}{n^2} \sin\frac{n\pi x_0}{a} \int_0^\infty e^{-\frac{n\pi\beta}{a}} \left(1 + \frac{n\pi\beta}{a}\right) \cos\lambda\beta\, d\beta \\ \int_0^\infty f_2(\beta) \cos\lambda\beta\, d\beta &= \frac{P a}{2\pi^2 N} \sum \frac{(-1)^n}{n^2} \sin\frac{n\pi x_0}{a} \int_0^\infty e^{-\frac{n\pi\beta}{a}} \left(1 + \frac{n\pi\beta}{a}\right) \cos\lambda\beta\, d\beta \end{aligned}\right\} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (15$$

---

[5]) Der Biegungsfall eines eingespannten Plattenstreifens durch eine Einzellast ist verwandt mit einem Spannungsproblem, auf das A. Sommerfeld (Zeitschrift f. Math. u. Phys. Bd. 54, S. 318, 1907) bei der Untersuchung der Knicksicherheit von Walzwerksprofilen geführt wurde. Es betrifft den ebenen Spannungszustand in einem dünnen Blechstreifen, der durch zwei gleiche und entgegengesetzt gerichtete Kräfte, die in zwei gegenüberliegenden Punkten seiner Begrenzung angreifen, in seiner Ebene beansprucht wird. Mit diesem Spannungszustand beschäftigte sich neuerdings E. Melan („Die Druckverteilung durch eine elastische Schicht", Beton und Eisen, 1919, S. 83) wieder. — Symmetrische Fälle der Biegung von rechteckigen Platten durch Einzelkräfte behandeln u. a. H. Hencky, über den Spannungszustand in rechteckigen Platten, München 1913, Mesnager, C. R. 1916, S. 478, H. Happel, Göttinger Nachrichten 1914, S. 37 und Math. Zeitschrift Bd. 6, Heft 3, 1920, H. Marcus, Armierter Beton 1919, S. 107 und ff. — Mesnager stellt die Lösung durch trigonometrische Doppelreihen dar, Happel in der an erster Stelle genannten Arbeit durch einfache Reihen. In der zweiten Arbeit verwendet er das Verfahren von Ritz zur Bestimmung der Durchbiegung einer in der Mitte belasteten rechteckigen Fundamentplatte mit freien Rändern. Marcus zerlegt das Integrationsgebiet durch ein dem jeweiligen Randpolygon angepaßtes Netz von Linien in Teilgebiete und wendet in geschickter Weise die Differenzenrechnung auf das so entstandene Diskontinuum an. — Eine Lösung für das eingespannte Rechteck mittels Doppelreihen rührt von Leitz (Z. f. Math. u. Phys. 1917) her.

*) Die Lösung für die in einem beliebigen Punkt durch eine Einzelkraft belastete, eingespannte Kreisplatte hat in elementarer, geschlossener Form J. H. Michell (London Math. Loc. Proc. Bd. 34. S. 223, 1902) angegeben. Denselben Belastungsfall behandelte durch Einführung krummliniger Koordinaten E. Melan (Eisenbau, S. 190 1920.) Verwandte Fälle sind von Clebsch und A. Föppl gelöst (vergl. A. u. L. Föppl, Drang und Zwang, 1 Bd. S. 204. 1920.)

[6]) a. a. O.

[7]) Gött. Nachr. 1914.

enthalten $\int_0^\infty e^{-\nu\beta}\cos\lambda\beta\,d\beta = \frac{\nu}{\lambda^2+\nu^2}$

und $\int_0^\infty \beta\, e^{-\nu\beta}\cos\lambda\beta\,d\beta = \frac{\nu^2-\lambda^2}{(\lambda^2+\nu^2)^2}$

$$\left(\nu = \frac{n\pi}{a}\right)$$

und sind somit gleich

$$\left.\begin{aligned}\int_0^\infty f_1(\beta)\cos\lambda\beta\,d\beta &= \frac{P a^2}{\pi^3 N}\sum_n \frac{n\sin\frac{n\pi x_0}{a}}{\left(\frac{\lambda^2 a^2}{\pi^2}+n^2\right)^2}\\ \int_0^\infty f_2(\beta)\cos\lambda\beta\,d\beta &= \frac{P a^2}{\pi^3 N}\sum_n \frac{(-1)^n n\sin\frac{n\pi x_0}{a}}{\left(\frac{\lambda^2 a^2}{\pi^2}+n^2\right)^2}\end{aligned}\right\} \quad (16$$

Der Wert dieser Summen läßt sich angeben. Differentiiert man nämlich die im Intervalle $0<x<a$ gültige Entwicklung der Hyperbelfunktion $\mathfrak{Sin}\frac{\alpha x}{a}$ in eine Sinusreihe:

$$\frac{\mathfrak{Sin}\frac{\alpha x}{a}}{\mathfrak{Sin}\,\alpha} = \frac{2}{\pi}\sum_n \frac{(-1)^{n+1} n\sin\frac{n\pi x}{a}}{\frac{\alpha^2}{\pi^2}+n^2} \qquad (n=1,2,3,\cdots)$$

$$A = -\frac{\pi^2\,\mathfrak{Cof}\frac{\alpha}{2}}{\mathfrak{Sin}\,\alpha+\alpha}\cdot\frac{\partial}{\alpha\,\partial\alpha}\left\{\frac{\mathfrak{Cof}\frac{\alpha x_0}{a}}{\mathfrak{Cof}\frac{\alpha}{2}}\right\},$$

$$B = \frac{\mathfrak{Sin}\frac{\alpha}{2}}{\mathfrak{Sin}\,\alpha+\alpha}\cdot\frac{\pi^2}{2\alpha}\cdot\frac{\partial}{\partial\alpha}\left\{\frac{\mathfrak{Cof}\frac{\alpha x_0}{a}}{\mathfrak{Cof}\frac{\alpha}{2}}\right\},$$

$$C = -\frac{\pi^2\,\mathfrak{Sin}\frac{\alpha}{2}}{\mathfrak{Sin}\,\alpha-\alpha}\cdot\frac{\partial}{\alpha\,\partial\alpha}\left\{\frac{\mathfrak{Sin}\frac{\alpha x_0}{a}}{\mathfrak{Sin}\frac{\alpha}{2}}\right\},$$

$$D = \frac{\mathfrak{Cof}\frac{\alpha}{2}}{\mathfrak{Sin}\,\alpha-\alpha}\cdot\frac{\pi^2}{2\alpha}\cdot\frac{\partial}{\partial\alpha}\left\{\frac{\mathfrak{Sin}\frac{\alpha x_0}{a}}{\mathfrak{Sin}\frac{\alpha}{2}}\right\} \quad \Bigg\} \quad \cdots\cdots (19$$

Zu ihrer Bestimmung dienen die 4 Grenzbedingungen (12) oder 4 lineare Gleichungen, welche diese zum Ausdruck bringen. Mit ihrer Angabe ist die Randwertaufgabe für w'' [s. Gl. (12)] gelöst.

Die Durchbiegung des eingespannten Plattenstreifens, der an der Stelle $x=x_0$, $y=0$ eine Einzelkraft trägt, ist

$$w = w' + w''.$$

Sie setzt sich erstens aus der auf S. 13 erörterten Lösung des frei aufliegenden Plattenstreifens:

$$w' = \frac{P a^2}{2\pi^3 N}\sum_n \frac{e^{-\frac{n\pi y}{a}}}{n^3}\left(1+\frac{n\pi y}{a}\right)\sin n\pi\left(\frac{1}{2}+\frac{x}{a}\right)\sin n\pi\left(\frac{1}{2}+\frac{x}{a}\right) \qquad (n=1,2,3,\cdots,\ y\geq 0) \quad \cdots\cdots (20$$

und aus der zweiten Lösung

$$w'' = -\frac{P a^2}{2\pi^3 N}\cdot\frac{\pi^2}{2}\int_0^\infty\left[\frac{\partial}{\partial\alpha}\left\{\frac{\mathfrak{Cof}\frac{\alpha x_0}{a}}{\mathfrak{Cof}\frac{\alpha}{2}}\right\}\cdot\frac{\partial}{\partial\alpha}\left\{\frac{\mathfrak{Cof}\frac{\alpha x}{a}}{\mathfrak{Cof}\frac{\alpha}{2}}\right\}\cdot\frac{\mathfrak{Cof}\,\alpha+1}{\mathfrak{Sin}\,\alpha+\alpha}+\frac{\partial}{\partial\alpha}\left\{\frac{\mathfrak{Sin}\frac{\alpha x_0}{a}}{\mathfrak{Sin}\frac{\alpha}{2}}\right\}\cdot\frac{\partial}{\partial\alpha}\left\{\frac{\mathfrak{Sin}\frac{\alpha x}{a}}{\mathfrak{Sin}\frac{\alpha}{2}}\right\}\cdot\frac{\mathfrak{Cof}\,\alpha-1}{\mathfrak{Sin}\,\alpha-\alpha}\right]\cos\frac{\alpha y}{a}\cdot\frac{d\alpha}{\alpha} \quad \cdots (21$$

nach dem Parameter α, was erlaubt ist, und setzt in ihr hernach $\alpha=\lambda a$ und $x=x_0$, so erhält man die erste und für $x=a-x_0$ die zweite der Summen (16). Die beiden Integrale sind somit gleich

$$\left.\begin{aligned}\int_0^\infty f_1(\beta)\cos\lambda\beta\,d\beta &= -\frac{P a^2}{4N}\cdot\frac{1}{\alpha}\cdot\frac{\partial}{\partial\alpha}\left\{\frac{\mathfrak{Sin}\,\alpha\left(1-\frac{x_0}{a}\right)}{\mathfrak{Sin}\,\alpha}\right\}\\ \int_0^\infty f_2(\beta)\cos\lambda\beta\,d\beta &= \frac{P a^2}{4N}\cdot\frac{1}{\alpha}\cdot\frac{\partial}{\partial\alpha}\left\{\frac{\mathfrak{Sin}\frac{\alpha x_0}{a}}{\mathfrak{Sin}\,\alpha}\right\}\end{aligned}\right\} \quad (17$$

Um die Symmetrie in diesen Formeln und in der weiteren Rechnung hervortreten zu lassen, werde der Koordinatenursprung in die Mitte des Plattenstreifens verlegt und in den letzten Formeln $a-x_0$ durch $\frac{a}{2}-x_0$ und x_0 durch $\frac{a}{2}+x_0$ ersetzt. Nach Einführung der letzten Ausdrücke in (14a) ergibt sich die Tangentenneigung auf dem Rand des frei aufliegenden Plattenstreifens in der gewünschten Form:

$$x = \mp\frac{a}{2}, \qquad \frac{\partial w'}{\partial x} = \mp\frac{P a}{2\pi N}\int_0^\infty\frac{\partial}{\alpha\,\partial\alpha}\left\{\frac{\mathfrak{Sin}\,\alpha\left(\frac{1}{2}\mp\frac{x_0}{a}\right)}{\mathfrak{Sin}\,\alpha}\right\}\cos\frac{\alpha y}{a}\,d\alpha \qquad (18$$

Die 4 Festwerte A, B, C, D von (13) lassen sich nunmehr berechnen:

zusammen. Der letzte Ausdruck stellt die Funktion w'' im Gebiet $-\frac{a}{2}<x<\frac{a}{2}$, $-\infty<y<\infty$ dar.

Aus den Gl. (20) und (21) sollen einige Folgerungen gezogen werden.

3. Die Ordinaten der Fläche w, nach welcher sich der in der Mitte ($x_0=0$) belastete, eingespannte Plattenstreifen verbiegt, sind die Summen der Ordinaten nachfolgender Flächen w' und w'':

$$\left.\begin{aligned}w' &= \frac{P a^2}{2\pi^3 N}\sum_n \frac{e^{-\frac{n\pi y}{a}}}{n^3}\left(1+\frac{n\pi y}{a}\right)\cos\frac{n\pi y}{a},\\ w'' &= \frac{P a^2}{2\pi^2 N}\cdot\frac{\pi^2}{2}\int_0^\infty\frac{\mathfrak{Sin}\frac{\alpha}{2}\cos\frac{\alpha y}{a}}{\alpha(\mathfrak{Sin}\,\alpha+\alpha)}\cdot\frac{\partial}{\partial\alpha}\left(\frac{\mathfrak{Cof}\frac{\alpha x}{a}}{\mathfrak{Cof}\frac{\alpha}{2}}\right)d\alpha\end{aligned}\right\} \quad (22$$

Der Biegungspfeil in der Mitte ($x=y=0$) ist

$$w = \frac{P a^2}{2\pi^3 N}\left[1+\frac{1}{3^3}+\frac{1}{5^3}+\cdots-\frac{\pi^2}{4}\int_0^\infty\frac{\mathfrak{Tg}^2\frac{\alpha}{2}\,d\alpha}{\alpha(\mathfrak{Sin}\,\alpha+\alpha)}\right] \quad (23$$

Die Spannungsmomente setzen sich aus den Teilbeträgen, die von w' und von w'' herrühren, zusammen. Die von w' sind in den Gl. (18), S. 13, berechnet worden. Für die Spannungsmomente, die von w'' herrühren, sind die Ableitungen $\frac{\partial^2 w''}{\partial x^2}$, $\frac{\partial^2 w''}{\partial y^2}$, $\frac{\partial^2 w''}{\partial x\,\partial y}$ zu bilden, was durch Differentiation des die Veränderlichen x und y enthaltenden Teils des Inte

granden von (22) geschehen darf. So ergeben sich für die Spannungsmomente in der Mitte ($x = y = o$) die Ausdrücke:

$$\left.\begin{aligned} m_x'' &= \frac{P}{2\pi}\left[\frac{1-\nu}{4}\int_0^\infty \frac{\alpha\,\mathfrak{Tg}^2\frac{\alpha}{2}\,d\alpha}{\mathfrak{Sin}\,\alpha+\alpha} - \int_0^\infty \frac{\mathfrak{Tg}\frac{\alpha}{2}\,d\alpha}{\mathfrak{Sin}\,\alpha+\alpha}\right] \\ m_y'' &= -\frac{P}{2\pi}\left[\frac{1-\nu}{4}\int_0^\infty \frac{\alpha\,\mathfrak{Tg}^2\frac{\alpha}{2}\,d\alpha}{\mathfrak{Sin}\,\alpha+\alpha} + \nu\int_0^\infty \frac{\mathfrak{Tg}\frac{\alpha}{2}\,d\alpha}{\mathfrak{Sin}\,\alpha+\alpha}\right] \end{aligned}\right\} \quad (24$$

und in der Mitte der eingespannten Seite $x = \frac{a}{2}$, $y = o$:

$$m_x'' = \frac{m_y''}{\nu} = -\frac{P}{2\pi}\int_0^\infty \frac{\mathfrak{Sin}\frac{\alpha}{2}\,d\alpha}{\mathfrak{Sin}\,\alpha+\alpha} \quad \ldots\ldots\ldots (25$$

Die in diesen Formeln vorkommenden Integrale konvergieren außerordentlich schnell und können mit einfachen Mitteln ausgewertet werden. Man wird beispielsweise zur Vornahme der Quadratur in (25) das Intervall der Veränderlichen α bei $\alpha = c$ in zwei Teile zerlegen. Es genügt für den vorliegenden Zweck $\int_0^c$ aus den Ordinaten des Integranden $f(\alpha)$ in wenigen Teilpunkten des Intervalles nach der Simpsonschen Regel zu berechnen. Wenn beispielsweise die Teilung bei $c = 3{,}2$ vorgenommen und die Strecke c in 4 bzw. in 8 bzw. in 16 gleiche Teile geteilt wird:

$\alpha =$	0,0	0,2	0,4	0,6	0,8	1,0	1,2	1,4
$\frac{\mathfrak{Sin}\frac{\alpha}{2}}{\mathfrak{Sin}\,\alpha+\alpha} =$	0,2500	2496	2483	2462	2422	2396	2349	2296
$\alpha =$	1,6	1,8	2,0	2,2	2,4	2,6	2,8	3,0	3,2
$\frac{\mathfrak{Sin}\frac{\alpha}{2}}{\mathfrak{Sin}\,\alpha+\alpha} =$	0,2234	2165	2088	2006	1919	1827	1732	1636	1538

ergibt sich

aus 5 Ordinaten berechnet $\int_0^c f(\alpha)\,d\alpha = 0{,}6898$

„ 9 „ „ „ $= 0{,}6906$

„ 17 „ „ „ $= 0{,}6909.$

Zur Angabe der ersten beiden Stellen 0,69 genügt hier bereits die Ausrechnung von 5 Ordinaten von $f(\alpha)$. Zur Abschätzung des zweiten Teiles $\int_c^\infty f(\alpha)\,d\alpha = 0{,}37$ kann der Integrand in die Reihe

$$f(\alpha) = \frac{\mathfrak{Sin}\frac{\alpha}{2}}{\mathfrak{Sin}\,\alpha+\alpha} = \frac{\mathfrak{Sin}\frac{\alpha}{2}}{\mathfrak{Sin}\,\alpha}\left(1 - \frac{\alpha}{\mathfrak{Sin}\,\alpha} + \frac{\alpha^2}{\mathfrak{Sin}^2\alpha} - + \cdots\right)$$

und die einzelnen Brüche nach Potenzen von $e^{-\alpha}$ entwickelt werden. In dieser Weise ergaben sich

$$\left.\begin{aligned} \int_0^\infty \frac{\mathfrak{Sin}\frac{\alpha}{2}\,d\alpha}{\mathfrak{Sin}\,\alpha+\alpha} &= 1{,}06, \quad \int_0^\infty \frac{\mathfrak{Tg}\frac{\alpha}{2}}{\mathfrak{Sin}\,\alpha+\alpha}\,d\alpha = 0{,}59, \\ \int_0^\infty \frac{\alpha\,\mathfrak{Tg}^2\frac{\alpha}{2}\,d\alpha}{\mathfrak{Sin}\,\alpha+\alpha} &= 0{,}72, \quad \int_0^\infty \frac{\mathfrak{Tg}^2\frac{\alpha}{2}\,d\alpha}{\alpha\,(\mathfrak{Sin}\,\alpha+\alpha)} = 0{,}244 \end{aligned}\right\} \quad (26$$

Der Biegungspfeil des in der Mitte belasteten, eingespannten Plattenstreifens ist nach Gl. (23) ($\nu = 0{,}3$ genommen):

$$x = y = o\cdots; \quad w = \left(1{,}05 - \frac{\pi^2}{4}\cdot 2{,}44\right)\frac{P\,a^2}{2\,\pi^3\,N}$$

$$= (1{,}05 - 0{,}60)\,\frac{P\,a^2}{2\,\pi^3\,N} = 0{,}079\,\frac{P\,a^2}{E\,h^3} \quad \ldots\ldots (27$$

um 60 : 1,05 oder um 57 vH kleiner als der des freiaufliegenden Plattenstreifens. Die Spannungsmomente sind in der Mitte des Streifens [8]):

$$\left.\begin{aligned} m_x' &= \frac{m'}{2} + \frac{P}{4\pi}; \quad m_y' = \frac{m'}{2} + \frac{P\,\nu}{4\pi}; \quad t' = o; \\ m_x'' &= -0{,}074\,P; \quad m_y'' = -0{,}048\,P; \quad t'' = o, \end{aligned}\right\} \quad \ldots (28$$

wobei $$m' = \frac{1+\nu}{2\pi}\,P \ln\frac{2a}{\pi b}$$

und in der Mitte der eingespannten Seite $x = \frac{a}{2}$, $y = o$, woselbst $m_x' = m_y' = t' = o$ sind:

$$m_x'' = \frac{m_y''}{\nu} = -0{,}169\,P; \quad t'' = o. \quad \ldots\ldots (29$$

Wenn beispielsweise der Durchmesser 2b des Druckkreises, auf dem die Kraft P übertragen wird, ein Zehntel der Breite a des Streifens ist, sind die Spannungsmomente in der Mitte:

$$\left.\begin{aligned} x = y &= o\cdots; \\ m_x = m_x' + m_x'' &= (0{,}343 - 0{,}074)\,P = 0{,}269\,P \\ m_y = m_y' + m_y'' &= (0{,}287 - 0{,}048)\,P = 0{,}239\,P \\ t &= o \end{aligned}\right\} \quad \ldots (28a$$

wobei $$m' = \frac{1{,}3\,P}{6{,}283}\ln\frac{40}{\pi} = 0{,}526\,P$$

und auf dem Rande:

$$x = \frac{a}{2}, y = o\cdots; \quad m_x = \frac{10}{3}\,m_y = -0{,}169\,P; \quad t = o; \quad (29a$$

die größte Inanspruchnahme tritt in der Mitte auf und ist $\sigma_{max} = \pm 6\,m_x : h^2 = \pm 1{,}61\,P/h^2$. Sie nimmt ab, wenn der Durchmesser des Druckkreises vergrößert wird und erreicht bei einem Verhältnis $2b : a = 0{,}271$ den Wert auf dem Rand.

4. Das Integral (21), durch welches die Durchbiegung w'' ausgedrückt wurde, vereinfacht sich in einem weiteren Fall, wenn nämlich der Angriffspunkt der Kraft in der Nähe des Randes vom Plattenstreifen liegt. Für genügend kleine Werte des Abstandes $x_0' = \frac{a}{2} + x_0$ der Last von der Seite $x = -\frac{a}{2}$ ist dann $\alpha\,x_0' : a$ noch eine kleine Größe, während die Veränderliche α bereits den Teil ihres unendlich langen Intervalles durchlaufen hat, in dem der Integrand die wesentlichen Beiträge zum Integral (21) liefert. Wenn man in seiner Entwicklung nach Potenzen von $\alpha\,x_0' : a$ die dritte und die höheren Potenzen vernachlässigt (die zweite muß noch neben der ersten, welche sich weghebt, beibehalten werden), können die in (21) vorkommenden Größen:

$$\frac{\partial}{\partial\alpha}\left(\frac{\mathfrak{Cof}\frac{\alpha\,x_0}{a}}{\mathfrak{Cof}\frac{\alpha}{2}}\right) = -\frac{x_0'}{a}\cdot\frac{\mathfrak{Sin}\,\alpha+\alpha}{\mathfrak{Cof}\,\alpha+1} + \alpha\,\frac{x_0'^2}{a^2}$$

$$\frac{\partial}{\partial\alpha}\left(\frac{\mathfrak{Sin}\frac{\alpha\,x_0}{a}}{\mathfrak{Sin}\frac{\alpha}{2}}\right) = \frac{x_0'}{a}\cdot\frac{\mathfrak{Sin}\,\alpha-\alpha}{\mathfrak{Cof}\,\alpha-1} - \alpha\,\frac{x_0'^2}{a^2}$$

gesetzt werden. Führt man diese Ausdrücke in (21) ein, so heben sich eine Reihe der Faktoren fort und man erhält w'' in der Form:

$$w'' = \frac{P\,a^2}{2\pi N}\left\{\frac{x_0'}{a}\int_0^\infty \frac{\partial}{\alpha\,\partial\alpha}\left(\frac{\mathfrak{Sin}\,\alpha\left(\frac{1}{2}-\frac{x}{a}\right)}{\mathfrak{Sin}\,\alpha}\right)\cos\frac{\alpha\,y}{a}\,d\alpha - \frac{x_0'^2}{2a^2}\int_0^\infty\left[\frac{\partial}{\partial\alpha}\left(\frac{\mathfrak{Cof}\frac{\alpha\,x}{a}}{\mathfrak{Cof}\frac{\alpha}{2}}\right)\cdot\frac{\mathfrak{Cof}\,\alpha+1}{\mathfrak{Sin}\,\alpha+\alpha} - \frac{\partial}{\partial\alpha}\left(\frac{\mathfrak{Sin}\frac{\alpha\,x}{a}}{\mathfrak{Sin}\frac{\alpha}{2}}\right)\cdot\frac{\mathfrak{Cof}\,\alpha-1}{\mathfrak{Sin}\,\alpha-\alpha}\right]\cos\frac{\alpha\,y}{a}\,d\alpha\right\} \quad (30$$

[8]) Dabei wird vorausgesetzt, daß sich die Last P in einem Kreise vom Halbmesser b durch einen gleichförmig verteilten Druck auf die Platte überträgt. Die Formeln und Zahlkoeffizienten von m_x', m_y' und m' in den obigen Gl. (28) sind aus den Gl. (22) und (23), S. 13 und 14 entnommen.

Drückt man ferner w′ statt durch die Reihe (11) durch das bestimmte Integral

$$w' = -\frac{P a^2}{2\pi N}\int_0^\infty \frac{\partial}{\alpha\,\partial\alpha}\left(\frac{\mathfrak{Sin}\,\alpha\left(\frac{1}{2}+\frac{x_0}{a}\right)\mathfrak{Sin}\,\alpha\left(\frac{1}{2}-\frac{x}{a}\right)}{\alpha\,\mathfrak{Sin}\,\alpha}\right)\cos\frac{\alpha y}{a}\,d\alpha \qquad (31$$

aus, das man aus der Reihe (11) auf ähnlichem Wege wie (18) herleitet, so erhält man für kleine Werte von $\alpha\, x_0' : a = \alpha\,(\frac{1}{2} + x_0/a)$:

$$w' = -\frac{P a^2}{2\pi N}\cdot\frac{x_0'}{a}\int_0^\infty \frac{\partial}{\alpha\,\partial\alpha}\left(\frac{\mathfrak{Sin}\,\alpha\left(\frac{1}{2}-\frac{x}{a}\right)}{\mathfrak{Sin}\,\alpha}\right)\cos\frac{\alpha y}{a}\,d\alpha \qquad (32$$

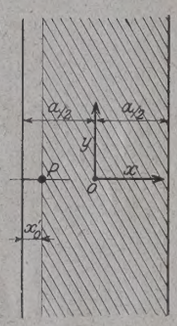


Abb. 6.

Zu den beiden letzten Formeln muß jedoch [im Gegensatz zu (21) und (30)] bemerkt werden, daß sie die Funktion w′ nicht im ganzen Gebiet des Parallelstreifens, sondern nur im schraffierten Teil (Abb. 6) für $x_0 < x < \frac{a}{2}$ richtig darstellen. Um die im angrenzenden Teil $\frac{a}{2} < x < x_0$ (dem nicht schraffierten Teil der Abb. 6) gültigen Formeln zu erhalten, sind in (31) und (32) x_0 mit x zu vertauschen.

In der Summe $w = w' + w''$, die mit den eben angeschriebenen Ausdrücken von w′ und w″ zu bilden ist, heben sich die mit der ersten Potenz von $x_0' : a$ multiplizierten Integrale fort und man erhält für die Durchbiegung:

$$w = -\frac{P x_0'^2}{4\pi N}\int_0^\infty \left[\frac{\mathfrak{Cof}\,\alpha+1}{\mathfrak{Sin}\,\alpha+\alpha}\cdot\frac{\partial}{\partial\alpha}\left(\frac{\mathfrak{Cof}\,\frac{\alpha x}{a}}{\mathfrak{Cof}\,\frac{\alpha}{2}}\right)-\frac{\mathfrak{Cof}\,\alpha-1}{\mathfrak{Sin}\,\alpha-\alpha}\cdot\frac{\partial}{\partial\alpha}\left(\frac{\mathfrak{Sin}\,\frac{\alpha x}{a}}{\mathfrak{Sin}\,\frac{\alpha}{2}}\right)\right]\cos\frac{\alpha y}{a}\,d\alpha \qquad (33$$

Als praktische Anwendung des Ausdruckes (33) sei erwähnt, daß er den Betrag anzugeben gestattet, um den sich die Decke über einem längeren rechteckigen Raum durchbiegt, wenn auf sie in der Nähe der Längswand eine schwere Last gebracht wird. Eine Last, welche in einem kleinen Abstand x_0' von der Wand wirkt, erzeugt beispielsweise in der Mitte der Decke eine Durchbiegung, für welche sich aus der Gl. (33) für $x = y = 0$ der Ausdruck

$$w = -\frac{P x_0'^2}{4\pi N}\int_0^\infty \frac{\mathfrak{Cof}\,\alpha+1}{\mathfrak{Sin}\,\alpha+\alpha}\cdot\frac{\partial}{\partial\alpha}\left(\frac{1}{\mathfrak{Cof}\,\frac{\alpha}{2}}\right)d\alpha = \frac{P x_0'^2}{4\pi N}\int_0^\infty \frac{\mathfrak{Sin}\,\frac{\alpha}{2}}{\mathfrak{Sin}\,\alpha+\alpha}\,d\alpha \qquad (34$$

oder nach Einsetzen des bereits in 26 ermittelten Wertes von 1,06 von diesem Integral der numerische Wert:

$$w = \frac{1{,}06\,P x_0'^2}{4\pi N} = 0{,}92\,\frac{P x_0'^2}{E h^3} \qquad (34a$$

ergibt. Wenn der Rand der Platte nicht festgeklemmt ist, sondern frei aufruht, senkt sie sich unter dem Einfluß einer in einem kleinen Abstand x_0' vom Rand befindlichen Last in der Mitte um einen Betrag, der nach Gl. (11) und (32) bereits der ersten Potenz von $x_0' : a$ proportional und gleich

$$w = \frac{P a\, x_0'}{2\pi^2 N}\cdot\frac{\pi}{4}\int_0^\infty \frac{\mathfrak{Sin}\,\alpha\,d\alpha}{\alpha\,\mathfrak{Cof}^2\alpha} = \frac{P a\, x_0'}{2\pi^2 N}\left(1-\frac{1}{3^2}+\frac{1}{5^2}-\frac{1}{7^2}+-\cdots\right)$$

$$= 0{,}0465\,\frac{P a\, x_0'}{N} = 0{,}51\,\frac{P a\, x_0'}{E h^3}$$

ist.

Zusammenfassung. Zur Untersuchung der Spannungszustände in rechteckigen Platten, die durch Einzelkräfte auf Biegung beansprucht sind, ist nützlich den Grenzfall des unendlich langen Rechtecks zu behandeln. Bestimmung der Durchbiegung und der Spannungsverteilung in einem durch eine konzentrierte Kraft belasteten, eingespannten Plattenstreifen. Zusammenhang mit dem frei gestützten Plattenstreifen und Anwendung auf verschiedene Fälle der Inanspruchnahme von rechteckigen Platten, welche bei Konstruktionen vorkommen.

EIN BEITRAG ZU DER FRAGE: ACHSEN- ODER MITTELMOMENT BEI DER BERECHNUNG VON EISENBETONRAHMEN.

Von Dr.-Ing. Horst Wolf, Dresden.

Unter dieser Überschrift habe ich mich in meiner bei der Technischen Hochschule, Dresden, eingereichten und von dieser genehmigten Doktordissertation eingehend mit der Frage beschäftigt, ob man auch weiterhin bei Eisenbetonrahmen mit der Mörschschen Mittellinie als Achse rechnen darf oder ob man unbedingt die Lösersche Achse zugrunde legen muß. Obwohl der Streit über diese Frage[1]), der hauptsächlich im Jahrgang 1919 des „Armierten Betons" geführt wurde, jetzt zur Ruhe gekommen zu sein scheint, halte ich es doch für angebracht, hier einen kurzen Auszug aus meiner Arbeit zu bringen, da ich glaube, durch meine Abhandlung etwas zur Klärung dieser Streitfrage beigetragen zu haben. Herr Baumeister und Dozent Löser, Dresden, hat festgestellt, daß man bei Berechnungen eines statisch unbestimmten Eisenbetonrahmens nicht mit dem auf die Rahmenmittellinie bezogenen Moment arbeiten dürfe, da bei Beginn der Rechnung nur das Achsenmoment bekannt sei und das Mittenmoment aus dem letzteren erst gefunden werden kann, wenn man sämtliche Querschnittsabmessungen einschl. Armierung und Nullinie bereits kennt. Dabei faßt Herr Löser die Achse als geometrischen Ort sämtlicher Schwerpunkte auf, die nur in Rücksicht auf die Druckzone und die Armierungen zu bestimmen sind, und er kommt daher zu dem Schluß, daß die Gleichungen dritten Grades für x von Mörsch jetzt vierten Grades werden muß, weil eben die Bezugsachse der Momente nicht mehr bekannt ist.

Die Gegner des Herrn Löser haben nun zwar behauptet, daß es viel zu schwierig, ja unmöglich ist, mit der Löserschen Achse zu arbeiten — eine Behauptung, die zweifellos richtig ist —, haben aber nicht genügend nachgewiesen, ob die Mittellinie als Bezugsachse wirklich so fehlerhafte Ergebnisse liefert, als Herr Löser behauptet. Ist aber nachgewiesen, daß die Mittellinie als Bezugsachse mindestens dieselbe Berechtigung hat wie die Lösersche Achse, dann ist meines Erachtens die Streitfrage am schnellsten und sichersten entschieden. Das

---

[1]) Vergleiche hierzu:
Löser: Beton und Eisen 1915, Heft 11—13. Arm. Beton 1917, Heft 1 und 1919, Heft 6.
Mörsch: Der Eisenbeton. Seine Theorie und Anwendung.
Kunze: Arm. Beton 1916 Heft 8, 1919 Heft 1, 1918 Heft 2.
Paeplow: Arm. Beton 1918 Heft 4 u. 5, 1919 Heft 5.
Henkel-Kunze: Der Brückenbau 1917 Heft 18 u. 22.
Schlüter: Arm. Beton 1919 Heft 1.
Gilbrin: Arm. Beton 1919 Heft 4.
Krebitz: Arm. Beton 1919 Heft 7.
Pichel: Arm. Beton 1919 Heft 9.

Beispiel aber, das Herr Löser zur Verteidigung seiner Achse im Juniheft des „Armierten Beton" des Jahrgangs 1919 durchrechnet, scheint mir in dieser Hinsicht nicht ganz einwandfrei. Von dem Gedanken ausgehend, festzustellen, welche von beiden in Frage kommenden Achsen mehr Berechtigung hat, habe ich meine Abhandlung abgefaßt.

In meiner Dissertation gehe ich davon aus, daß die Abweichung des neuen Verfahrens Lösers von dem alten Verfahren Prof. Mörschs nicht so sehr von der Gleichung für die Nullinie, ob x vierten oder dritten Grades sein müsse, abhängt, als vielmehr von der verschiedenen Wahl der Achse. Mörsch nimmt die Mittellinie des Rahmens dafür an und berechnet daraus die statisch Unbestimmten und die Momente. Löser dagegen will als Achse den geometrischen Ort sämtlicher Querschnittsschwerpunkte angesehen wissen, und zwar der Schwerpunkte, die man nur unter Berücksichtigung der Druckzone und Eiseneinlagen findet, d. h. unter Ausschaltung der Zugzone. Mit anderen Worten: Mörsch bestimmt die Schwerpunkte nur aus dem vollen Betonquerschnitt ohne Eiseneinlage, und bei einem Rechteckquerschnitt liegen diese Schwerpunkte selbstverständlich in der Mitte, während Lösers Schwerpunkte meist außerhalb der Mitte liegen müssen und er von seinem Standpunkt aus die Mittellinie als Achse verwerfen muß. Seine Achse ist aber dann eine vielfach gebrochene Linie, weil der Schwerpunkt in jedem Querschnitt eine andere Lage hat, je nachdem die Druckzone größer oder kleiner ist. Mit dieser gebrochenen Achse kann aber Herr Löser in der Praxis nicht arbeiten, da die Rechnung damit viel zu umständlich und folglich zu unwirtschaftlich wäre. Herr Löser wird also auch seine Achse ausgleichen, d. h. statt der vielfach gebrochenen eine ungebrochene gerade Achse annehmen müssen. Damit bringt er aber ebenso Fehler in die Rechnung hinein, wie Mörsch, der eben auch, um die Rechnung zu vereinfachen, die Mittellinie als Achse annimmt. Um nun die Frage zu entscheiden, wer dabei die größeren Fehler begeht, muß man zunächst die beiden Fälle auseinander halten, ob man mit dem fertigen Rahmen eine gegebene Umgrenzungslinie einhalten muß oder nicht. Im letzteren Falle wird natürlich Löser den geringeren Fehler begehen, weil er als durchgehende Entfernung der Achse vom äußeren Querschnittsrand das arithmetische Mittel aus den einzelnen Schwerpunktsentfernungen wählen kann und damit sein durchschnittlicher Fehler zum Minimum wird, vorausgesetzt, daß er berechtigt ist, die ganze Zugzone als nicht mitwirkend auszuschalten. Meist wird man aber in der Praxis eine gegebene Umgrenzungslinie einhalten müssen; dann kann man natürlich die Achse nicht mehr beliebig wählen. Nimmt man jetzt die Mittellinie als Achse an, so braucht man, um diese zu bestimmen, nur die Stärke des Rahmens zu schätzen und um die halbe Querschnittshöhe von der Umgrenzungslinie abzugehen. Wenn aber Löser als Achse die Verbindungslinie der aus Druckzone und Armierung gegebenen Schwerpunkte der einzelnen Querschnitte zugrunde legen will, so muß er zu Beginn der Rechnung sämtliche Querschnittsabmessungen einschließlich Armierung und Nullinie schätzen. Wenn nun Löser vorschlägt, die Höhe der Druckzone mit h/3 und die Entfernung des Schwerpunktes mit $^1/_8$ bis $^1/_6$ x bei Plattenbalken und $^1/_6$ bis $^1/_3$ x bei Rechteckquerschnitten, und zwar um so größer, je größer die Normalkraft und je kleiner ihr Ausschlag ist, einzusetzen, so liegt darin ein so dehnbarer Begriff, daß auch Lösers Achse nur eine wahrscheinliche und ebenso fehlerhaft ist wie Mörschs Mittellinie. Außerdem verschiebt Löser die Riegelachse parallel mit sich selbst nach oben, vergißt also dabei, daß an den Riegelenden infolge negativer Momente die Druckzone unterhalb der Mittellinie liegt, folglich auch der Schwerpunkt. Lösers Riegelachse müßte also hohl nach unten gekrümmt sein, dann aber wird die gerade Mittellinie wieder die richtigere Achse sein, weil die wirkliche Achse eben teils unter, teils über der Mittellinie verläuft. Die Ständerachse läßt aber Löser ganz unberücksichtigt, und da er die Riegelachse auch an den Enden nach oben verschiebt, so muß er die Ständerachse nach außen verschieben, während sie in Wirklichkeit nach innen verschoben werden müßte, da — wenigstens bei lotrechter Belastung — die Ständermomente negativ sind, die Druckzone also an der Innenseite liegt. Dadurch wird aber die Rahmenspannweite kleiner, ein Umstand, der seinerseits wieder die statisch unbestimmten Größen und dadurch indirekt die Momente beeinflußt. Es dreht sich also alles um die Frage: Wie verläuft in einem Rahmen die Achse? Mörsch läßt die ganze Zugzone mitwirken, nimmt sie also als rissefrei an, während Löser die gesamte Zugzone als gerissen ansieht und ihr also die Mitwirkung bei der Spannungsübertragung abspricht. Ich kam nun auf den Gedanken, den Mittelweg zu gehen, d. h. einen bestimmten Teil der Zugzone mitwirken zu lassen, und zwar denjenigen, der unter 24 kg/cm² auf Zug beansprucht wird. Denn die Herren C. Bach und O. Graf haben aus Versuchen mit Eisenbetonbalken, die sie im Heft 24 des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton veröffentlicht haben, für die Zugspannung σ_{bz} des Betons gemäß den amtlichen Bestimmungen berechnet, daß σ_{bz} unmittelbar vor der ersten Rissebildung nahezu konstant = 24 kg/cm² war, wenn die Entfernung der Eisen von der Balkenunterkante 9 cm oder mehr betrug. Man darf aber diese 24 kg/cm² nicht als einen versuchstechnischen Wert ansehen, sondern dieser Wert gilt nur im Zusammenhang mit der Formel:

$$x = \frac{\frac{b\,h^2}{2} + n\,f_e\,(h-a)}{b\,h + n\,f_e},$$

und diese Formel ist bekanntlich aus der geradlinig begrenzten Spannungskurve abgeleitet, während die Spannungsbegrenzungslinie in Wirklichkeit eine Kurve ist, da die Dehnungen des Betons für Zug und Druck verschieden sind und nicht proportional den Spannungen. Und zwar wird der Beton bei Zunahme der Belastung nach Aufhören der Zugelastizität nur noch bis zu einem geringen Teile die Dehnungen mitmachen, so daß die Spannungskurve auf der Zugseite diejenige auf der Druckseite nicht mehr in angenähert geradliniger Richtung fortsetzt, sondern gleich unterhalb der Nullinie umknickt und von da ab fast senkrecht nach unten verläuft (Abb. 1). Selbstverständlich ergibt diese Spannungskurve eine etwas andere Lage der Nullinie als die geradlinig begrenzte Spannungskurve. Nun hat Prof. Mörsch in seinem Buch „Der Eisenbetonbau" Versuche über die Lage der neutralen Achse im rechteckigen Querschnitt veröffentlicht. Er trägt die gemessenen Zusammendrückungen der obersten Betonfaser und die Dehnungen der Eisen von einem Querschnitt aus auf und verbindet die Punkte zugehöriger Längenänderungen geradlinig und erhält im Schnittpunkt dieser Verbindungslinie mit der den Querschnitt darstellenden Senkrechten die jeweilige Nullinie. Daraus ersieht man, daß die neutrale Achse um so tiefer liegt, je stärker die Eiseneinlagen sind, daß sie aber stets mit fortschreitender Belastung nach oben rückt. Sie bleibt aber oberhalb der Lage, welche die Rechnung mit n = 15 nach Stadium I ergibt, d. i. dasjenige, bei dem der Beton an der Zugseite voll an der Aufnahme der Zugspannungen beteiligt ist. Aber die Nullinie erreicht vor Auftreten der Zugrisse noch lange nicht die im Stadium II nach der Gleichung:

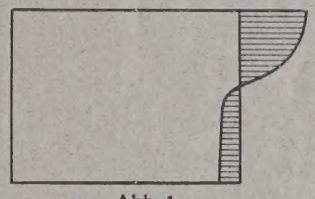


Abb 1.

$$x = \frac{n\,f_e}{b}\left(-1 + \sqrt{1 + \frac{2\,b\,h}{n\,f_e}}\right)$$

errechnete Stellung. Eine genaue Ermittlung der Spannungskurve ist also gar nicht möglich, da sogar die Dehnungen des Betons auf der Zugseite durch Elastizitätsversuche nur bezüglich desjenigen kleinen Stückes der Zugzone ge-

deckt sind, das unmittelbar an die Nullinie anschließt. Den übrigen Teil der Spannungskurve auf der Zugseite hat nun Prof. Mörsch dadurch konstruiert, daß er folgende Bedingungen möglichst genau zu erfüllen sucht. Es muß:

1. die von der Spannungslinie begrenze Fläche der Zugseite = Z_b sein,
2. ihr Schwerpunkt mit der Kraft Z_b zusammenfallen,
3. die früher beobachtete Zugfestigkeit gleichwertigen Betons nicht wesentlich überschritten werden.

Ich habe nun versucht, die wirkliche Nullinie, die Prof. Mörsch durch Versuche ermittelt hat, durch folgenden Rechnungsgang zu ermitteln. Ich bestimmte mir die Nullinie, die sich bei einem gewissen Spannungsverhältnis von $\sigma_b : \sigma_e$ ergibt, und zwar unter Zugrundelegung des geradlinig begrenzten Spannungsdiagramms (Abb. 2). Nun bestimmte ich die Höhe desjenigen Stückes der Zugzone, das unter 24 kg/cm² beansprucht wird. Diese Höhe ergab sich einfach aus dem Verhältnis dieser 24 kg/cm² zu der jeweiligen Betondruckspannung in der äußersten Faser. Dieses kleine Stück y rechnete ich zu dem x hinzu und setzte für den Weft h den Ausdruck $h' = x + y$ in die Formel:

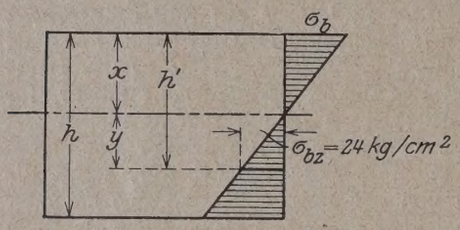


Abb. 2.

$$x = \frac{\frac{b\,h^2}{2} + n\,f_e\,(h - a)}{b\,h + n\,f_e}$$

und zwar sowohl x wie y in h ausgedrückt, und da außerdem f_e in Prozenten der Querschnittsfläche ausgedrückt, ferner $b = 1$ und $h - a = 0{,}95\ h$ gesetzt wurde, erschien in der Formel für x nur der Wert h. Aus dieser Formel ergab sich natürlich ein etwas größerer Wert als das erste x und mit diesem neuen Wert für x führte ich dieselbe Operation nochmals aus, und zwar so oft, bis sich eine Änderung des x nicht mehr ergab. Es wäre aber falsch, nach dem, was ich oben über den Wert 24 kg/cm² gesagt habe, diese Rechnung auf das durch eine Kurve begrenzte Spannungsdiagramm nach Abb. 1 anzuwenden, denn dann würde der mitwirkende Teil der Zugzone diese sofort ganz umfassen. Da aber eben der Wert $\sigma_{bz} = 24$ kg/cm² nur im Zusammenhang mit der geradlinig begrenzten Spannungskurve und der aus dieser abgeleiteten Formel für x gilt, mußte ich bei meinem Rechnungsgang ebenfalls die geradlinig begrenzte Spannungskurve verwenden, wenn ich den Wert $\sigma_{bz} = 24$ kg/cm² zugrunde legen wollte. Den angeführten Rechnungsgang habe ich für verschiedene Betonspannungen und verschiedene Armierungsverhältnisse bei einfacher Armierung und für verschiedene f_e und f_e' bei doppelter Armierung, und zwar nur für $\sigma_b = 40$ kg/cm² und $\sigma_e = 1200$ kg/cm² durchgeführt und die Ergebnisse tabellarisch zusammengefaßt. Mit Hilfe dieser Tabellen läßt sich nun eine Nullinie errechnen, die sich mit der durch Versuche von Prof. Mörsch ermittelten genügend genau deckt, jedenfalls viel besser mit ihr übereinstimmt, als die nach den amtlichen Bestimmungen errechnete. Dies habe ich durch zwei Beispiele bewiesen. Bei dem ersten Versuchskörper Mörschs von rechteckigem Querschnitt 15/30 cm mit 0,4% Armierung ergab sich eine Abweichung der nach meinen Tabellen ermittelten Nullinie von 5 mm oder 1,7%, dagegen bei der nach den amtlichen Bestimmungen berechneten Nullinie eine Abweichung von 27 mm oder 9%. Im zweiten Falle waren die Abweichungen nach meinen Tabellen 10 mm oder $3\frac{1}{3}$%, nach den amtlichen Bestimmungen 25,5 mm oder 11,8%. Schon aus den von mir aufgestellten Tabellen ist nun ersichtlich, daß man immer besser den vollen Querschnitt einsetzt, da immer der größte Teil des Querschnittes mitwirkt und daß dem entsprechend der Schwerpunkt immer in der Nähe der Mitte liegt. Bei doppelter Armierung liegt allerdings der Schwerpunkt meist außerhalb der Mitte, trotzdem wird die Mittellinie als Achse der Wirklichkeit am nächsten kommen, da, wie schon erwähnt, die Achse wegen der negativen Momente an den Riegelenden hohl nach unten gekrümmt sein müßte, also die Mittellinie das Mittel daraus sein wird. Um nun zunächst zu beweisen, daß die großen Unterschiede in den Spannungs- und Bewährungsergebnissen nur durch die verschiedenartige Wahl der Achse bedingt sind, habe ich einen Rahmen durchgerechnet, bei dem es auf eine genaue Einhaltung einer gegebenen Umgrenzungslinie nicht ankam, so daß in der Wahl der Achse ein gewisser Spielraum gegeben war, also für beide Verfahren dieselbe Achse zugrunde gelegt werden konnte. Ich habe erst nach Dr. Kunzes Tabellen von 1916, die er auf Lösers Gleichung vierten Grades aufgebaut hat, dimensioniert, die damit erhaltenen Eisenquerschnitte in Mörschs Gleichung dritten Grades eingesetzt, daraus x berechnet und mit Hilfe dieser x-Werte die Spannungen. Und in der Tat waren die Unterschiede in den Spannungsergebnissen nicht bedeutend, nur wenn die Normalkraft überwog, d. h. ihr Ausschlag ziemlich klein war, ergaben sich größere Unterschiede. Als zweites Beispiel rechnete ich einen Rahmen durch unter Berücksichtigung einer gegebenen Umgrenzungslinie, also mit verschiedener Achse. Dabei zeigte sich gleichzeitig, daß für die Dimensionierung der Riegelquerschnitte, sofern man bei diesen nicht mit reiner Biegung rechnen will, die Kunzeschen Tabellen nicht ausreichen, da der Wert $m = \frac{e}{h}$ meist größer als 3,0 ist. Ein Vergleich der Ergebnisse aus beiden Verfahren zeigte, daß die Rechnung nach Dr. Kunzes Tabellen von 1916 mit der Löserschen Achse bedeutend höhere Eisen- und Betonspannungen ergab. Um zu prüfen, welche Achse der wirklichen am nächsten kommt, habe ich aus den Ergebnissen des Mörschschen Verfahrens mit Hilfe meiner Tabellen die Schwerpunkte und damit die neue Achse bestimmt und mit dieser die Rechnung nochmals durchgeführt und schließlich auch noch ein drittes Mal, bis sich eine Verschiebung der Achse nicht mehr ergab. Und es zeigte sich, daß die endgültige Achse nur wenig von der Mittellinie abwich, und zwar betrug der durchschnittliche Abweichungsfehler 2,34%, während er bei der Löserschen Achse 24,7% betrug.

Eine ähnliche Vergleichsrechnung mit einem doppeltarmierten Rahmen ergab, daß die Mörschsche Methode im allgemeinen bedeutend geringere Eisenquerschnitte bei etwas, aber nicht bedeutend höheren Eisenspannungen lieferte. Eine Gegenüberstellung dieser Ergebnisse mit den nach zweimaliger Verbesserung der Achse ermittelten zeigte, daß auch hier wieder die Mörschschen Ergebnisse der Wirklichkeit ziemlich nahe kommen, und bei Ermittlung des durchgehenden Abweichungsfehlers beider Achsen von der verbesserten ergab sich bei Löser 24,3%, bei Mörsch 10%.

Meine Schlußfolgerungen sind demgemäß in folgendem Satze zusammengefaßt:

Bei der Berechnung eines Rahmens wird man der Wirklichkeit am nächsten und auch nahe genug kommen, wenn man die Mittellinie als Rahmenachse annimmt, gleichviel, ob der Rahmen einfach oder doppelt armiert werden muß und gleichviel, ob eine äußere Umgrenzungslinie des Rahmens eingehalten werden muß oder nicht.

LITERATURSCHAU.

Gesammelt und geordnet von Regierungsbaumeister Dr.-Ing. W Kunze, Privatdozent, Dresden

Baustoffkunde.

486. Kalkbeton. Tonind.-Ztg. 1921, Nr. 29, 39, 43, 46, 50.

487. Die englischen Zementnormen. Tondind.-Ztg. 1921, Nr. 51, S. 423—24.

Statik und Festigkeitslehre.

488. Zur Frage der Biegung. Von Ing. Rob. Maillart, Genf. Stellungnahme zu dem von Bach in seinem Buche „Elastizität und Festigkeit" S. 267 mitgeteilten Biegeversuch mit einem E-Eisen. Die dort gegebene Deutung der Ergebnisse wird angegriffen. Schweiz. B.-Ztg. vom 30. 4. 1921, S. 195—97.

489. Berechnung von Rahmentragwerken aus Elementen stetig veränderlicher Höhe. Von Ing. Leopold Herzka, Oberbundesbahnrat, Wien. Schw. B.-Ztg. vom 7. 5. 1921. Sehr beachtenswerte Arbeit mit Beispielen. (Es werden als solche vorgeführt: 1. Zweigelenkrahmen mit geschweiftem Riegel, 1 ebensolcher mit unterstützten Kragarmen.)

Brückenbau.

a) Allgemeines.

— — — —

b) Hölzerne Brücken.

— — — —

c) Stein- und Betonbrücken.

490. Verstärkung der Gewölbe von Eisenbahnbrücken. Regbmstr. Schmidt, Biberach a. d. Riß. Zentralbl. d. Bauv. 1921, Nr. 39, S. 247. Zuschrift zu den Ausführungen ebenda S. 49.

d) Eisenbetonbrücken.

— — — —

e) Eiserne Brücken.

491. Vom internationalen Wettbewerb um die Limfjordbrücke bei Aalborg in Dänemark. Von Fritz Eiselen. D. B.-Ztg. 1921, Nr. 37 und folg. Vgl. außerdem Bauing. 1921, Eingehende Bearbeitung durch Schaper.

Hochbaukonstruktionen und Zementwaren.

492. Deutsche Futtertürme für Preßfutter. Z. d. V. d. I. 1921, Nr. 19, S. 503 (Rundschau) mit Abb.

Gründungsarbeiten usw.

493. Die Verwendung eiserner Spundwände. Von Reg.- und Baurat G. Freund, Mühlheim a. d. Ruhr. Zentralblatt d. Bauv. 1921, Nr. 37, S. 231—34.

Wasserbau.

Gewässerkunde und Wasserwirtschaft. Wasserrecht, Wasserbewegung.

494. Über neue Verfahren der graphischen Hydraulik als Hilfsmittel beim Entwerfen von Wasserkraftanlagen. Von Dr.-Ing. Rudolf Tillmann, Wien. „Die Wasserkraft" 1921, Nr. 1, 2, 3, 7, 9. II. Graphische Lösung der Geschiebefrage in Flüssen. III. Bertschingers zeichnerische Behandlung der Eisfrage. IV. Tillmanns Verfahren zur Ermittelung des kleinsten notwendigen Speicherraumes für Wasserkraftanlagen. V. Retentionsverfahren von Koženy. VI. Graphische Methode von Braun zur Wasserstoßberechnung. (Die Arbeit hat bereits im Jahrgange 1920 begonnen.)

495. Über die künstliche Beeinflussung der Grundwasserbildung. Von Chr. Mezger. „Die Wasserkraft" 1921, Nr. 9, S. 87—88.

496. Ausnutzung kleiner Gefälle in großen Flüssen. Von Ing. W. Müller. „Der Städt. Tiefbau" 1921, Nr. 9, S. 67—70.

497. Über Pegel. Von Ing. Fritz Hoyer, Cöthen. „Der städt. Tiefbau" 1921, Heft 8.

Flußbau, Seebau, Hafenbau, Kanalbau, Schleusenbau.

498. Bruch eines Dückers unter dem Ems-Weser-Kanal. Bericht von Regierungs- und Baurat Post, Hoya a. d. Weser (mit 11 Abb.) im Zentralbl. d. Bauv. 1921, Nr. 40, S. 250—259.

499. Vom Mittellandkanal und der Saale. Kurze Mitt. D. B.-Ztg. 1921, Nr. 36, S. 164 (1 Spalte).

500. Der Übergang der oldenburgischen Wasserstraßen auf das Reich. Kurze Mitt. in der D. B.-Ztg. 1921, Nr. 36, S. 162.

501. Die deutschen Wasserstraßen und ihr Ausbau (betrifft den Küstenkanal). D. B.-Ztg. 1921, Nr. 36, S. 162 (von Düsing).

Wehre, Talsperren, Wildbachverbauungen, Wasserkraftanlagen, Bewässerungen usw.

502. Die Verwertung des Wassers durch Stauwerke für Kraftgewinnung, Schiffahrt und Landeskultur. Von E. Mattern in Potsdam. Nach einem Lichtbildervortrag des Verf. im Arch.-Ver. in Berlin am 18. 4. 1921. Zentralbl. d. Bauv. 1921, Nr. 39, S. 245—47.

503. Der Ausbau der Innwasserkräfte. Von Dr. phil. Dr. oec. publ. Zahnbrecher, Mitgl. d. Bayr. Landtages, München. „Industriebau" 1921, Nr. 4, S. 57—58.

504. Der Ausbau der Walchensee-Wasserkräfte. Nach einem Vortrage des Ministerialdirektors Freytag, München. „Der Tiefbau" 1921, Nr. 37.

505. Die mittlere Isar. Kurzer Bericht nach dem Vortrage von Reg.-Bmstr. Dr. Rümelin auf der Wanderversammlung des D. B.-V. im Herbste 1920, „Tiefbau" 1921, Nr. 35, S. 140.

506. Der Bau hölzerner Rohrleitungen. Von Ing. Leopold Nosseck, Ziv.-Ing., Wien. Z. d. österr. Ing. und Arch.-Ver. 1921, Heft 1/2, S. 13—14.

507. Die Wasserkraftnutzung der Niagarafälle. Von Dr.-Ing. Haller, Langenau b. Ulm. „Wasserkraft" 1921, Nr. 9, S. 89—90.

Erdbau, Tunnelbau und Bergbau.

508. Das Sackmaß der Dämme. 1 Seite Bericht nach Railway Age in dem Organ f. d. Fortschr. d. Eisenb.-Wes. 1921, Nr. 8, S. 83.

509. Gedanken über Maßnahmen zur Abstellung von Mißständen im Verkehr mit Sprengstoffen. Tiefbau 1921, Nr. 39, S. 155—56.

Straßenbau.

510. Einflüsse des Kraftwagenverkehrs auf den Bau und die Unterhaltung der Landstraßen. Von M. Drews, Kreisbaumeister. Städt. Tiefbau 1921, Heft 9, S. 70—71.

Eisenbahnbau und -betrieb.

511. Zeitersparnis beim Trassieren mit Hilfe des Gefällschnellmessens. Von Major Ing. Günther Burstyn. Z. d. österr. Ing.- und Arch.-Ver. 1921, Nr. 18/19, S. 129—30, mit Abb.

512. Das automatische Blocksystem der Untergrundbahn „Nord-Süd" in Paris. Von Prof. Dr. A. Tobler, Zürich. Schw. B.-Ztg. vom 30. 4. 1921, S. 199—202.

513. Die Amanusfeldbahn. Von Reg.-Bmstr. Daub. Verkehrstechn. Woche 1921, Nr. 17, S. 141—43.

514. Das Projekt einer Uetliberg-Seilbahn. 1½ Seite in der Schw. B.-Ztg. vom 7. 5. 1921.

Eisenbetonbau.

(Eisenbetonbrücken siehe unter Brückenbau.)

515. Mitteilungen über ausgeführte Kohlensilos. Nach dem Vortrage von Dr.-Ing. Lührs, Obering. der Fa. Schäffer & Co., Duisburg-Bremen, auf dem Deutschen Betontage 1921 in Berlin. D. B.-Ztg. 1921, Mitt. f. Zem. u. Beton, Nr. 9, S. 65—69 mit vielen Abbildungen.

516. Die Götaälf, ihr Bau und ihr Stapellauf. Von Ing. Alb. Marx. Vortrag auf der D. B. V.-Tagung 1921, Beton u. Eisen 1921, Heft 7/8 und 9.

517. Zur Berechnung von Eisenbetonbauten im Geiste Taylors. Von Prof. Dr.-Ing. Birkenstock, Berlin. D. B.-Ztg. 1921, Mitt. f. Zem. u. Bet. Nr 9, S. 67. Es handelt sich um die Befürwortung einer freieren Form der bei den Baupolizeibehörden einzureichenden statischen Berechnungen, um die Bewertung der Bemessungsrechnung als statischen Nachweis. Die Berechnungsweise soll vereinfacht werden. D. B.-Ztg. 1921, Mitt. f. Zem. u. Beton Nr. 36.

518. Brandversuche mit Betonsäulen. Mitgeteilt nach Concrete and Constructional Engineering von Geh. Reg.-Rat Wernekke. Bet. u. Eisen 1921, Heft 7/8, S. 95—97.

519. Grünfuttersilos aus Eisenbeton für die sächsischen Kammergüter in Zschadraß und Sachsenburg. Von Obering. Dr.-Ing. Palen, Dresden. „Der Zement" 1921, Nr. 18, S. 225 und folg.

520. Kassenschränke aus bewehrtem Beton ohne Eisen- oder Stahlummantelungen nach „Bauweise Thörig". Beton und Eisen 1921, Nr. 718, Vier Seiten.

520a. Verfahren zum gerüstlosen Aufbau von Schalungen. DRP. 266834 (Melzer, Osthofen, Rheinhessen). Zentralbl. d. Bauv. 1921, Nr. 40, S. 252.

521. François Hennebique. Nachruf Empergers mit Bild in Bet. u. Eisen 1921, Heft 7/8, S. 79.

Eisenbau.

(Eisenbrücken siehe unter Brückenbau.)

522. Erweiterung des Sitzungssaales der Stadtverordneten im Berliner Rathaus. Von O. Leitholf, Berlin, Zentralbl. d. Bauv. 1921, Nr. 37, S. 229—231.

Holzbau.

— — — —

Städtebau und städtischer Tiefbau.

— — — —

Kunst im Ingenieurwesen, Wirtschaftliches, Personalnachrichten, Vereinsnachrichten, Standesvertretung, Sonstiges.

523. Die Auflösung des preußischen Ministeriums der öffentlichen Arbeiten. Von Ministerialdirektor a. D. Dr.-Ing. Sympher. Technik u. Wirtsch. 1921, 5. Heft, S. 261—75.

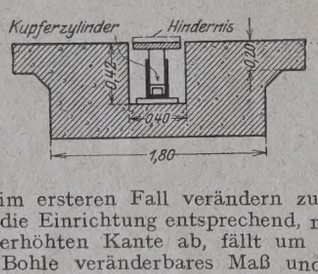
524. Zum 70. Geburtstage von Müller-Breslau. 1 Seite im Zentralbl. d. Bauv. Von L. Mann. Vgl. auch Bauing. 1921, Nr. 8, Aufsatz von Hertwig.

525. Zum 70. Geburtstage von Müller-Breslau. ½ Seite Mitteilungen über Müller-Br. in der D. B.-Ztg. 1921, Nr. 37 von Fritz Eiselen.

KURZE TECHNISCHE BERICHTE USW.

Dynamische Angriffe der Räder auf Straßendecken.

Um die dynamischen Angriffe der Kraftwagenräder auf die Straßendecken kennen zu lernen, hat das Bureau of Public Roads in den Vereinigten Staaten von Nordamerika Versuche anstellen lassen. Da anzunehmen war, daß die Angriffe verschieden sein würden, je nachdem, ob sie durch Aufsteigen der Räder auf eine Erhöhung (Stein, Unebenheit usw.) oder durch Fallen in eine Vertiefung der Straßendecke (abgenutzte Stelle, Schlagloch usw.) entstehen, war die Versuchsanordnung in verschiedener Weise ausgebildet. Sie besteht aus einem kurzen, dicken Zylinder, in dem ein gut passender Kolben steckt, der oben ein auswechselbares Bohlenstück trägt. Der Kolben drückt auf einen kleinen Kupferzylinder — den Meßgegenstand, der im einzelnen und in seiner Wirkungsweise leider nicht beschrieben ist. Die Bohle ist auswechselbar, um durch andere Dicke des Holzes die Höhe des Hindernisses im ersteren Fall verändern zu können. Für den letzteren Fall ist die Einrichtung entsprechend, nur läuft das Rad hier von einer etwas erhöhten Kante ab, fällt um ein geringes, ebenfalls mit Hilfe der Bohle veränderbares Maß und trifft auf den Meßzylinder erst in einer gewissen, je nach der Geschwindigkeit einstellbaren Entfernung. Die Versuche sind mit Geschwindigkeiten von 6—29 km/Std. und verschiedenen Bereifungen durchgeführt worden. Zur Wirksamkeit kam immer nur das eine Hinterrad. Beim Übergang des zugehörigen Vorderrades war die Versuchseinrichtung durch eine Abdeckung geschützt, die dann rasch weggezogen wurde.



Die Ergebnisse lassen sich kurz zusammenfassen wie folgt:

Geschwindigkeit und Bauart des Wagens sind von entscheidendem Einfluß. Eine bestimmte Gesetzmäßigkeit hat sich nicht finden lassen. Für allgemeine Beurteilungen kann man sagen, daß die dynamische Einwirkung mit der Geschwindigkeit zunimmt, und zwar:

10—100% bei Vollgummireifen,
0—10% „ Luftreifen.

Doch lassen sich diese Zahlen nicht weiter auf Einzelfälle anwenden. Mit einem leichten Wagen kann man bei großer Geschwindigkeit die gleiche Wirkung erzielen als mit einem schweren Wagen unter anderen Bedingungen. Bei 16 km Stundengeschwindigkeit und der Höhe des Aufsteighindernisses von 2,5 cm steigt die auf die Straßendecke ausgeübte Kraft eines Hinterrades mit Vollgummi im Mittel auf das Vierfache der ruhenden Last, im ungünstigsten Falle auf etwa das Siebenfache, während die entsprechenden Zahlen bei Luftbereifung unter sonst gleichen Verhältnissen nur $1^1/_4$ bzw. $1^3/_4$ sind.

Es wäre hier also erneut die große Überlegenheit der Luftreifen hinsichtlich Ausgleichung der Stöße nachgewiesen und ein Weg gezeigt, um die Stoßwirkung der Verkehrslasten bei Berechnung von Brücken verfolgen und berücksichtigen zu können. (Engineering News-Record v. 31. 3. 21.) Gl.

Abgekürztes zeichnerisches Verfahren zur Darstellung von Parabeln.

Von Dipl.-Ing. Rudolf Roll, Konstruktions-Ingenieur der Massivbau-Gesellschaft m. b. H., Charlottenburg.

Für den in der Praxis sehr häufig vorkommenden Fall der Konstruktion einer symmetrischen Parabel empfiehlt sich das folgende Verfahren, welches sich durch große, beliebig zu steigernde Genauigkeit, sehr geringen Platzverbrauch und gute Übersichtlichkeit auszeichnet. Es eignet sich besonders für die zeichnerische Darstellung von Momentenflächen bei Trägern mit gleichmäßig verteilter Belastung.

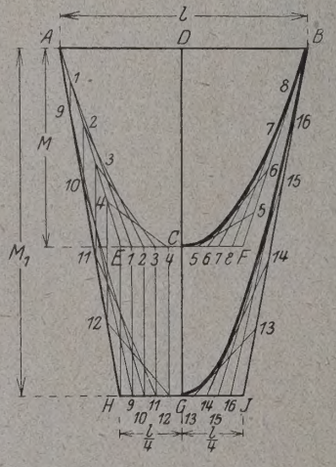
Gegeben sind die Strecke AB = l und der Parabelstich (Mittellot) CD = M.

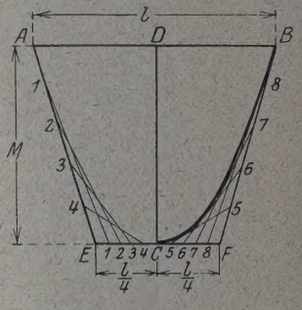
Durch C wird zu AB eine Parallele gezogen, von C aus nach jeder Seite $\frac{1}{4}$ darauf abgetragen bis E bzw. F. E wird mit A, F mit B verbunden. Die Strecken AE und EC bzw. BF und FC werden in je eine gleiche Anzahl gleich großer Abschnitte eingeteilt, die Teilpunkte entsprechend der Zeichnung beziffert und die gleichen Ziffern miteinander verbunden.

Die so entstandenen Zwischentangenten umhüllen die gesuchte Parabel.

Dies Verfahren legt den Scheitelpunkt der Parabel eindeutig fest und erfordert nur wenige Hilfslinien. Ferner gestattet es auch, ohne weiteres nur die eine Hälfte der Parabel zu zeichnen, wobei die Hilfskonstruktion auf den dazu gehörigen Raum beschränkt bleibt.

Die genannten Vorteile dieses Verfahrens machen sich besonders geltend, wenn, wie z. B. bei der zeichnerischen Untersuchung durchlaufender Träger mit beweglichen, gleichmäßig verteilten Lasten usw., mehrere Momentenparabeln über derselben Strecke erforderlich werden. Hierbei läßt sich eine weitere Vereinfachung erzielen.





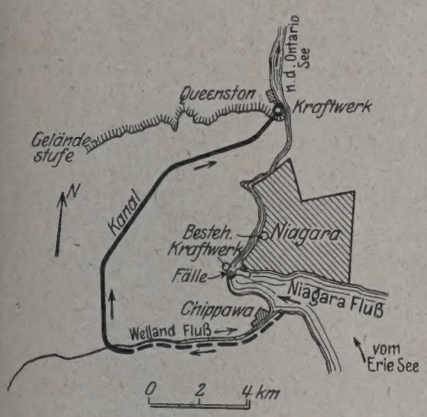
Nachdem die Parabel für M nach dem vorbeschriebenen Verfahren gezeichnet ist, wird auf der Mittelsenkrechten von D aus der Wert M_1 = DG abgetragen. Auf der Scheitelparallele durch G liegen im Abstand $\frac{1}{4}$ von G die Punkte H und J. Diese werden mit A bzw. B verbunden.

Die Zwischenteilpunkte werden durch Herabloten der für die M-Parabel eingetragenen Teilpunkte gefunden, entsprechend beziffert und untereinander verbunden usw.

Dieses Verfahren bedeutet durch seine Einfachheit und Übersichtlichkeit für den Konstrukteur eine Ersparnis an Raum und Zeit, welche gerade in der heutigen Zeit genügende Beachtung finden sollte.

Kraftwasserkanal an den Niagarafällen.

Der Höhenunterschied zwischen dem Erie- und Ontariosee beträgt etwa 99 m. Davon entfallen 15 m auf den Oberlauf des Niagaraflusses bis zu den Fällen, 33 m auf eine nur 11 km lange Strecke unmittelbar unterhalb der Fälle bis zum Rande der eigentlichen Geländestufe, in die sich der Fluß also bereits so weit rückwärts eingefressen hat, etwa 49 m auf die Fälle selbst und der Rest auf den Unterlauf zwischen dem Fuße der Geländestufe und dem Ontariosee. Die bis jetzt bestehenden Kraftwerke liegen in unmittelbarer Nähe der Fälle und können deshalb nur 50—60 m Gefälle ausnutzen. Die Hydro Electric Power Co. of Ontario in Canada beabsichtigt nun, weit mehr Druckhöhe dadurch zu schaffen, daß sie ihr Kraftwerk an den Fuß der Geländestufe, und zwar nach Queenstown legt, also noch die 33 m Höhenunterschied unterhalb der Fälle gewinnt und einen Kraftwasserkanal baut, der die Fälle umgeht. Der Kanal zweigt 7 km oberhalb Chippawa von dem Wellandflusse ab und gelangt oberhalb Queenstown an den Rand der Geländestufe. Der Fluß wird dazu auf der unteren Strecke so vertieft, daß sich seine Fließrichtung hier umkehrt, also Wasser vom Niagara zuführt.



Die Kanalanlage ist für 400 000 PS berechnet, zunächst sollen aber nur 4 Maschineneinheiten von je 40 000 kW aufgestellt werden. Die nötigen Erdarbeiten sind ziemlich bedeutend. Der erste, rund 2½ km lange Abschnitt ist ein Erdeinschnitt, der 21 m Sohlenbreite und 1½-füßige Böschung erhält, die größte Einschnittstiefe beträgt 43 m. Der zweite, über 11 km lange Abschnittt liegt in Felsen und erhält einen rechteckigen Querschnitt mit 14 m Sohlenbreite. Die Wände werden mit Beton verkleidet, die größte Einschnittstiefe beträgt 21 m. Die gesamte Kanallänge stellt sich auf 13½ km und erfordert 16 Mill. cbm Massenbewegung. Die erstellten Baggeranlagen sind entsprechend leistungsfähig (140 000 cbm/Monat in Lehm). (Nach „Engineering" v. 3. 12. 20.) Gl.

Personalnachrichten.

Professor Dr.-Ing. Emil Kammer, bisher Privatdozent a. d. technischen Hochschule in Berlin, ist als ordentlicher Professor an die technische Hochschule in Darmstadt berufen worden. Der Lehrstuhl umfaßt Statik und Industriebauten.

Auf den Lehrstuhl für Statik der technischen Hochschule in Karlsruhe ist als Nachfolger des nach München berufenen Professors Dr. W. Schachenmeier der Oberbauinspektor Dr.-Ing. E. Gaber, Mannheim, berufen worden.

GERICHTLICHE ENTSCHEIDUNGEN.

Rechtsfragen.

Mitgeteilt von Rechtsanwalt Dr. Weiß, Heidelberg.

1. Sorgfaltspflicht des bauleitenden Architekten.

Maßgebend für den Umfang der von dem Beklagten bei der Leitung des Schulneubaues zu vertretenden Sorgfaltspflicht war der Inhalt des mit dem Schulverbande geschlossenen Vertrages, wonach der Beklagte unter Anwendung aller seiner Sachkunde für eine ordnungsmäßige Herstellung des Neubaues in verkehrsüblichem Umfange zu sorgen hatte. Hierzu gehörte insbesondere nach Fertigstellung des Baues die Prüfung, ob das Gebäude in allen seinen Teilen gerade für die Verwendung als Schule sich in dem hierzu erforderlichen ungefährlichen Zustande befand. Die Kontrollpflicht bestand für den bauleitenden Architekten grundsätzlich für alle an dem Neubau vorgenommenen Arbeiten, auch wenn sie auf eigene Verantwortung des Handwerkers gingen. Dies jedoch insoweit nicht, als es sich um regelmäßig vorkommende, den Handwerkern geläufige Arbeiten handelt. Eine solche Arbeit ist aber nicht das Befestigen einer Schultafel mittels einer besonderen nach den Entwürfen des Architekten hergestellten Vorrichtung. Hier mußte eine sorgfältige Prüfung des Bauleiters eintreten, deren Unterlassung ihn nach § 823 BGB. bei Verursachung von Beschädigungen haftbar macht. (RG. v. 11. 10. 1920 in „Ztschr. f. Rechtspflege in Bayern", 1921, S. 68.)

2. Wer ist „Bauleiter"?

Als Ausgangspunkt für die Begriffsbestimmung ist zu nehmen, daß Bauleiter derjenige ist, nach dessen Anweisungen die Errichtung eines Bauwerkes erfolgt. Im einzelnen bestimmt das RG. den Begriff dahin, daß nach dessen selbständig erteilten Anordnungen der Bau tatsächlich zur Entstehung gelangt, dessen geistige Urheberschaft unmittelbar die mechanischen Kräfte für die planmäßige Gestaltung des Baues als eines Ganzen in Bewegung setzt, dessen Intelligenz und Wille die maßgebende Quelle sind für die zu diesem Zwecke zu treffenden Anordnungen und Maßregeln, und dem die Bauausführenden als diejenigen gegenüberstehen, welche seiner Intelligenz und seinem Willen folgend, das körperliche Bild des Bauwerks verwirklichen. (RG. v. 10. 6. 1920 in „Jur. Wochenschr." 21, S. 34.)

3. Bedeckung eines Lichtschachtes.

Eine aushilfsweise Lichtschachtabdeckung im Fußsteige einer verkehrsreichen Straße ist besonders sorgfältig auszuführen und ständig nachzuprüfen. Der bekl. Architekt hatte sich persönlich darum zu kümmern, genaue Weisungen zu erteilen, was zu geschehen hatte, und ihre Befolgung zu überwachen. Es handelte sich nicht um irgendeine mehr oder weniger bedeutungslose Einzelheit des Baues, die der Bauführer selbständig, ohne daß er fortgesetzt kontrolliert wurde, besorgen konnte, sondern wegen der augenfälligen Gefährdung der Vorübergehenden, falls die Abdeckung nicht untadelhaft hergestellt und in diesem Zustande erhalten wurde, um eine Angelegenheit von besonderer Wichtigkeit, für die er, falls er sich des Umfanges seines Geschäftes wegen hierum nicht kümmern konnte, einen anderen geeigneten Fachmann bestellen mußte. (RG. v. 8. 7. 1920 in „Recht" 1921.)

4. Begriff des „Baues" im Strafrecht.

Im Sinne des Strafrechtes, z. B. des § 367 Ziff. 15 StGB. bedeutet „Bau" jede Ausübung des Bauhandwerkes, die die Herstellung oder Veränderung von Bauwerken zum Gegenstand hat, z. B. auch eine Umänderung von Wirtschaftsräumen in eine Wohnung unter Neuerrichtung einer Küchenherdanlage anstelle der vorhandenen Ofenfeuerstelle. Die Ausführung einer derartigen Arbeit ohne baupolizeiliche Genehmigung ist daher nach obiger Bestimmung strafbar. (OLG. Dresden v. 22. 9. 1919 in „Recht" 21 Nr. 426.)

5. Notwendigkeit von Warmwasserversorgung.

Der Mieter hatte eine einstweilige Verfügung erwirkt, die den Vermieter zur Gewährung der vertragsgemäß vereinbarten Warmwasserheizung verpflichtete. Das Kammergericht hat mit Urteil v. 2. 12. 1920 die Erlassung einer einstweiligen Verfügung für unzulässig erklärt, weil die Kosten der Warmwasserversorgung in keinem Verhältnis zu dem daraus dem Mieter entstehenden Nutzen stehen, und wesentliche Nachteile durch Nichtgewährung der Versorgung für den Mieter nicht zu besorgen sind. (Jur. Wochenschr. 21 S. 252).

(Anmerkung: Vorstehende Entscheidung bewegt sich auf dem wichtigen, heute die Gerichte am meisten beschäftigenden und Handel und Wandel auf das tiefste interessierenden Gebiet der Auslegung und Gültigkeit langdauernder Verträge, deren Erfüllung durch die geänderte Wirtschaftslage unmöglich gemacht oder doch wesentlich erschwert ist. Nach langem Tasten hat sich jetzt das RG. von dem Grundsatz der rücksichtslosen und unzerstörbaren Gültigkeit der Verträge auch angesichts veränderter Umstände losgemacht und der sogen. clausula rebus sic stantibus erweiterte Bedeutung zugemessen. Vgl. die folgenden Entscheidungen.)

6a) Zu § 242 BGB.

Der Rücktritt von einem langdauernden Mietvertrag wegen Steigerung der Preise für Elektrizität und Dampfkraft, die vertragsgemäß zu gewähren ist, ist nur zulässig, wenn die Durchführung des Vertrages für den einen Vertragsteil geradezu ruinös zu werden droht. (RG. v. 8. 7. 1920 in Dtsch. Jur.-Ztg. 1920 S. 923.)

6 b)

In einem nach dem übereinstimmenden Willen beider Parteien fortbestehenden Vertragsverhältnisse ist die Erhöhung der Gegenleistung des einen Teiles durch Richterspruch zulässig, wenn die Leistung des anderen Teiles durch die ganz besondere und ganz ausnahmsweise Neugestaltung und Änderung der Verhältnisse, wie sie jetzt durch den Krieg eingetreten ist, wirtschaftlich zu einer so ganz anderen geworden ist, als wie sie bei Vertragsschluß beschaffen war, daß der Inhalt der Gegenleistung, wenn er unverändert bliebe, zu der Leistung des anderen Teiles in einem schlechthin unerträglichen Mißverhältnis stehen würde, und wenn deshalb Treu und Glauben sowie Billigkeit und Gerechtigkeit die Erhöhung der Gegenleistung zum Gebot machen. Dabei hat aber ein Ausgleich der Interessen beider Parteien stattzufinden. (RG. v. 21. 9. 1920 in Hans Rechtzeitung 1920, 763, Jur. Wochenschr. 1920, S. 961.)

7. Strafbare Überschreitung des Achtstundentages.

Die Verordnung v. 23. XI. 18/17. XII. 18, die die Überschreitung der achtstündigen Arbeitszeit unter Strafe stellt, ist eine zwingende Vorschrift öffentlichen Rechtes als eine Schutzvorschrift gegen die Ausbeutung des Arbeitnehmers durch den Arbeitgeber oder durch sich selbst. Diese Vorschrift kann nicht durch private Vereinbarungen zwischen Arbeitgeber und -nehmer außer Kraft gesetzt werden. Selbst also, wenn der Arbeitnehmer freiwillig mit einer längeren regelmäßigen (einzelne „Überstunden" kommen hier nicht in Betracht) Arbeitszeit einverstanden ist, macht sich der Arbeitgeber strafbar. (OLG. Königsberg in Soziale Praxis 1921, S. 240.)

8. Zulagen eines Bauleiters für Mehraufwendungen an der Baustätte sind kein versicherungspflichtiger Entgelt. (§ 2 des Versicherungsgesetzes für Angestellte.)

Erhält ein Bauleiter während seiner Tätigkeit auf einer auswärtigen Baustätte Gehaltszulagen, um die wirtschaftliche Belastung durch die doppelte Haushaltsführung auszugleichen, und übersteigt mit diesen Zulagen sein Gehalt die Grenze der Versicherungspflicht, so scheidet der Angestellte deshalb aus der Angestelltenversicherung nicht aus. Die Zulagen können insoweit nicht als Entgelt angesehen werden, als infolge der Tätigkeit auf der Baustelle ein Mehraufwand erforderlich war. (Entsch. d. Oberschiedsger. f. Angest.-Vers. Nr. 439 in Amtl. Nachr. d. Ang.-Vers. 1921, S. 8.)

9. Zum Begriff der Betriebsstörung

Die Festlegung des Begriffes „Betriebsstörung" ist wichtig für den Fall, daß sich ein Vertragsteil den Rücktritt vom Vertrag aus diesem Grunde vorbehalten hat. Dieser Begriff steht nicht ein für alle Mal fest; vielmehr ist seine Bedeutung in jedem einzelnen Falle besonders zu erforschen. In Ermangelung einer einschränkenden Bestimmung ist darunter jedes Ereignis zu verstehen, welches zu einer erheblichen Beeinträchtigung des regelrechten Ganges der Rohstoffverarbeitung geeignet ist, z. B. auch Rohstoffmangel, der, durch Unterbrechung der Zufuhr hervorgerufen, sich in einem fast vollständigen Verschwinden der Ware vom Inlandsmarkt darstellt. RG. v. 20. 11. 20 in „Recht" 1921, Nr. 34.)

PATENTBERICHT.

Wegen der Vorbemerkung (Erläuterung der nachstehenden Angaben) s. Heft 1 vom 15. Januar 1921. S. 30.

A. Bekanntgemachte Anmeldungen.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 7. April 1921.

Kl. 19 a, Gr. 28. K 73 459. Otto Kammerer, Charlottenburg, Lyckallee 12 u. Wilhelm Ulrich Arbenz, Zehlendorf b. Berlin, Sophie-Charlotten-Str. 11. Brückengleisrückmaschine mit nur an einer einzigen Schiene angreifenden, gleichzeitig als Hubrollen dienenden Schubrollen. 21. VI. 20.

Kl. 85 e, Gr. 21. E 24 905. Georg Eisenträger, Mainz-Kostheim Ludwigstr. 50. Zweiteiliger, herausnehmbarer Einsatz mit oberem und unterem Sieb in Ablaufrohren. 23. II. 20.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 11. April 1921.

Kl. 19 d, Gr. 5. Sch 55 795. Dipl.-Ing. Hermann Schwyzer, Bern, Schweiz; Vertr.: E. Peitz u. W. Massohn, Pat.-Anwälte, Berlin SW 68. Rollklappbrücke mit gelenkig auf dem Hinterarm der Klappe sich stützendem Gegengewicht. 30. VII. 19.

Kl. 20 i, Gr. 8. B 85 645. Wilhelm Büscher, Eickel II bei Wanne, Westf. Schmiervorrichtung für Weichenzungen-Gleitstühle. 25. II. 18.

Kl. 20 i, Gr. 11. M 69 746. Alfred Monard, Paris; Vertr.: W. Zimmermann, Pat.-Anw., Berlin SW 11. Elektrische Weichenstellvorrichtung. 22. VI. 20. Frankreich 8. XI. 17.

Kl. 20 i, Gr. 38. M 70 561. McKenzie Holland & Westinghouse Power Signal Co. Limited, London; Vertr.: Dr.-Ing. R. Geißler, Pat.-Anw., Berlin SW 11. Streckenblocksystem für Eisenbahnen. 28. VIII. 20.

Kl. 20 i, Gr. 43. B 90 753. August Becker, Kanth b. Breslau. Knallkapsel für Eisenbahnsignalzwecke. 11. IX. 19.

Kl. 65 a, Gr. 3. K 67 680. Kieler Eisenbeton-Werft A.-G., Neumühlen-Dietrichsdorf i. H. Verfahren zum Bau von Eisenbetonschiffen in einer Dockschleuse. 11. XII. 18.

Kl. 80 a, Gr. 45. T 22 851. Werner Thörig, Zürich, Schweiz; Vertr.: Dipl.-Ing. G. Benjamin, Pat.-Anw., Berlin SW 11. Verfahren und Einrichtung zur Herstellung von Kassenschränken aus Beton und Eisen; Zus. z. Pat. 316 091. 11. VI. 19.

Kl. 80 b, Gr. 1. F 47 401. Georg Fredl, Otting, Schwaben. Verfahren zur Aufschließung des grubenfeuchten Trasses durch Ätzkalk. 29. VII. 20.

Kl. 80 b, Gr. 12. K 72 547. Dr. Georg Kaßner, Münster i. W., Nordstr. 30. Verfahren zur Herstellung von Baumasse, Formlingen, Steinen u. dergl. aus Ton oder Lehm und Magnesia. 27. XII. 19.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 14. April 1921.

Kl. 19 a, Gr. 10. D 34 993. Dübelwerke G. m. b. H., Berlin. Schienenbefestigung auf Holz- und Eisenschwellen mittels Haken-Unterlegplatte. 27. IX. 18.

Kl. 20 i, Gr. 31. U 7289. Otto Uebel, Berlin-Pankow, Kavalierstraße 11. Schienendurchbiegungskontakt. 9. XI. 20.

Kl. 20 i, Gr. 37. H 83 008. Ludwig Hafkemeyer, Osnabrück, Kommenderiestr. 12. Haltestellenanzeiger. 5. XI. 20.

Kl. 20 i, Gr. 42. S 47 313. Société Auxiliaire des Tramways et Chemins de fer, Brüssel; Vertr.: Dipl.-Ing. C. Clemente, Pat.-Anw., Berlin SW 61. Selbsttätige elektrische Blockungseinrichtung für eingleisige Strecken. 24. X. 17. Belgien 25. X. 16.

Kl. 35 b, Gr. 1. P 40 472. J. Pohlig Akt.-Ges., Köln-Zollstock, u. Kurt Ullrich, Köln-Klettenberg, Ölbergstr. 64. Kabelkran. 19. VIII. 20.

Kl. 37 d, Gr. 36. B 78 582. Wilhelm Buderus, Duisburg, Ahornstr. 13 Wagerecht verspannte Einfriedigung aus Eisenbetonpfosten. 23. XI. 14.

Kl. 42 a, Gr. 20. C 29 537. Nicolas Basile Costovice, Lausanne, Schweiz; Vertr.: Dr. B. Alexander-Katz u. F. Bornhagen, Pat.-Anwälte, Berlin SW 48. Vorrichtung zum Ziehen von Kreisen. 17. VIII. 20. Schweiz 1. IX. 19.

Kl. 80 a, Gr. 13. Sch 57 724. Paul Schauer, Zehlendorf bei Berlin, Potsdamer Str. 50. Schlagmaschine, insbesondere zur Herstellung künstlicher Steine. 8. III. 20.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 18. April 1920.

Kl. 5 d, Gr. 9. G 52 710. Gewerkschaft Hausbach II, Wiesbaden. Apparat zur Einschaltung in Spülversatzleitungen zwecks Einführung von Preßluft oder Druckwasser; Zus. z. Pat. 309 795. 27. XII. 20.

Kl. 20 h, Gr. 5. W 55 428. Franz Wagner, Dresden-Blasewitz, Weinbergstr. 3. Gleishemmschuh. 10. VI. 20.

Kl. 20 i, Gr. 5. D 38 077. Michel Döring, Dortmund, Bornstr. 144. Stellvorrichtung für Rillenschienenweichen; Zus. z. Anm. D 38 078. 27. VII. 20.

Kl. 20 i, Gr. 5. D 38 078. Michel Döring, Dortmund, Bornstr. 144. Stellvorrichtung für Rillenschienenweichen. 27. VII. 20.

Kl. 20 i, Gr. 11. U 7375. Otto Uebel, Berlin-Pankow, Kavalierstraße 11. Elektrischer Weichenantrieb mit Leergang in den Endlagen; Zus. z. Pat. 324 270. 4. II. 21.

Kl. 20 i, Gr. 15. U 7009. Conrad Urhahn, Bremen, Werderstr. 63. Weichenstellvorrichtung, insbesondere für Straßenbahnen und Kleinbahnen. 15. IV. 20.

Kl. 20 i, Gr. 24. B 97 366. Joseph Bethenod, Paris; Vertr.: C. v. Ossowski, Pat.-Anw., Berlin W 9. Einrichtung zur elektrischen Übermittelung von Signalen oder sonstigen Vorgängen zwischen mehreren Wagen eines elektrisch angetriebenen Zuges. 14. XII. 20. Frankreich 3. I. 20.

Kl. 20 i, Gr. 33. F 46 939. Kurt Fickelscheer, Kiel, Knooper Weg 111. Verblockungsvorrichtung einer Signalanlage. 7. VI. 20.

Kl. 20 i, Gr. 35. R 49 050. James Bernard Regan, New York; Vertr.: R. H. Korn, Pat.-Anw., Berlin SW 11. Gleitschuh für elektrische Zugkontrollsysteme. 15. XII. 19.

Kl. 84 c, Gr. 2. Z 11 506. Ludwig Zimmermann, München, Plinganser Str. 119 a. Verfahren zum Verhindern des Eindringens von Grundwasser beim Absenken eines Vortreibrohres zum Herstellen von Ortpfählen aus Beton. 6. IV. 20.

Kl. 84 d, Gr. 2. P 39 089. Franz Palik, Prag-Smichow; Vertr.: Dipl.-Ing. B. Wassermann, Pat.-Anw., Berlin SW 68. Löffelbagger, dessen Bodenklappe durch Zahnstangenantrieb geöffnet und geschlossen wird. 14. I. 20.

Kl. 85 e, Gr. 18. R 50 044. Otto Rennert, Bremen, Wilhelmstr. 24. Mittels Zugmittel vorwärts bewegte Vorrichtung zum Reinigen von Rohrleitungen. 26. IV. 20.

B. Erteilte Patente.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 11. April 1921.

Kl. 5 c, Gr. 4. 337 252. Hugo Herzbruch, Datteln i. W. Verfahren zur Herstellung von Eisenbetonauskleidungen; Zus. z. Pat. 314 525. 4. IX. 15. H 68 903.

Kl. 6 f, Gr. 5. 337 215. Reinhold Rostock, Klosterneuburg b. Wien; Vertr.: Dr. C. Schmidtlein, Pat.-Anw., Berlin SW 11. Betonbehälter zur Lagerung von Getränken, insbesondere von Bier. 9. VIII. 19. R 48 149. Österreich 8. VII. 19

Kl. 17 c, Gr. 1. 337 155. Hans Deininger, Kirchheim u. T. Eishaus mit selbsttätiger Eisisolierung; Zus. z. Pat. 335 429. 21. XII. 19. D 36 883.

Kl. 19 a, Gr. 1. 337 062. Hermann Halter, München, Kaulbachstraße 60 a. Verfahren zum Einbringen der Bettung der Eisenbahnschwellen; Zus. z. Pat. 308 362. 8. VI. 18. H 74 614.

Kl. 19 f, Gr. 2. 337 255. Wilhelm Hebsacker, Heilbronn a. N., Sichererstr. 41. Erdbohrmaschine für Tunnel-, Stollen- und Kanalbau; Zus. z. Pat. 318 354. 3. VII. 19. H 77 529.

Kl. 20 i, Gr. 11. 337 140. Scheidt & Baumann, Eisenbahnsignal-Bauanstalt, Eisengießerei, Rheydt. Sicherheitsschaltung für elektrische Überwachungseinrichtungen von Eisenbahnweichen. 7. IX. 19. Sch 56 148.

Kl. 37 b, Gr. 1. 337 230. Johann Poisel, Mährisch-Schönberg u. David Schmeidler, Krzseszowica b. Krakau; Vertr.: Dr. B. Alexander-Katz u. Dipl.-Ing. E. Bierreth, Pat.-Anwälte, Berlin SW 48. Hohlstein mit genuteten Außenflächen. 31. VIII. 18. P 37 049. Österreich 7. VIII. 13.

Kl. 38 h, Gr. 4. 337 261. Thurnherr & Co., Davos-Platz, Graubünden, Schweiz; Vertr.: M. Mossig, Pat.-Anw., Berlin SW 29. Vorrichtung zum Imprägnieren von Holzstämmen. 12. VIII. 20. T 24 296. Schweiz 17. VII. 19.

Kl. 65 a, Gr. 3. 337 236. August Seboldt, Fürstenwalde, Spree, Schleuse Große Tränke, und Fritz Büssing, Berlin-Wilmersdorf, Kaiserplatz 12 a. Verfahren zur Herstellung von Eisenbetonbooten. 26. II. 19. B 88 567.

Kl. 65 a, Gr. 53. 337 200. Siemens-Schuckertwerke G. m. b. H., Siemensstadt bei Berlin. Unterwasserschleppbahn, bei der die Fahrbahn von Schwimmkörpern getragen wird. 25. IV. 18. S 48 201.

Kl. 65 a, Gr. 54. 337 201. Ernst Bohse, Flensburg, Neustadt 48. Selbsttätig auslösbarer Schlepphaken. 10. II. 20. B 92 739.

Kl. 65 a, Gr. 54. 337 202. Thies Nagel, Hamburg, Papenhuder Str. 42 p. Schlepphaken, der bei zu großer Neigung des Schleppers selbsttätig die Schlepptrosse freigibt. 25. VII. 20. N 19 088.

Kl. 84 b, Gr. 1. 337 089. August Umlauf, Mauer b. Wien; Vertr.: M. Wagner, Pat.-Anw., Berlin SW 11. Schleuse mit Umfahrung; Zus. z. Pat. 336 196. 28. II. 19. U 6630.

Kl. 84 c, Gr. 3. 337 243. Alexander Nikolaus Lidell, Henry Sletten, William Albert Steuck u. Hermann Godfried Haase, Minneapolis, Minnesota, V. St. A.; Vertr.: Pat.-Anwälte Dr. R. Wirth, C. Weihe, Dr. H. Weil, M. M. Wirth, Frankfurt a. M., u. Dipl.-Ing. T. R. Koehnhorn, Berlin SW 68. Bohrvorrichtung zum Absenken von Senkbrunnen. 18. IX. 14. L 42 618.

Kl. 84 d, Gr. 2. 337 244. Lübecker Maschinenbau-Gesellschaft Lübeck. Grabenkettenbagger mit Drehbarkeit der Lastradachse gegen den Oberbau in einer senkrecht zur Längsachse gerichteten Ebene mittels seitlicher Treibschraubspindeln. 13. VIII. 19. L 48 721.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 18. April 1921.

Kl. 5 c, Gr. 4. 337 498. F. W. Moll Söhne, Maschinenfabrik, Witten, Ruhr. Kniestempel für den Grubenausbau. 16. X. 19. M 67 099.

Kl. 20 a, Gr. 12. 337 431. Eugen Staudenmeyer, Köln, Piusstr. 2. Luftseilbahn mit Hilfsseilbetrieb. 14. I. 20. St 32 774.

Kl. 20 h, Gr. 7. 337 325. Johann Stahl, Berlin-Tempelhof, Bessemerstr. 2. Wagenschieber für Eisenbahnwagen. 28. IV. 20. St 33 145.

Kl. 37 a, Gr. 4. 337 409. Franz Czech, Frankenthal, Pfalz. Holzfachwerk. 10. VII. 19. C 28 178.

Kl. 37 b, Gr. 3. 337 442. Emil Schultz, Berlin-Schöneberg, Grunewaldstr. 15. Verfahren zur Versteifung von im Erdreich steckenden Holzpfählen u. dergl., die infolge von Witterungseinflüssen schadhaft geworden sind; Zus. z. Pat. 334 305. 11. X. 19. Sch 56 396.

Kl. 65 a, Gr. 58. 337 371. Siemens & Halske, Akt.-Ges., Siemensstadt b. Berlin. Vorrichtung zur Kenntlichmachung von Schiffahrtstraßen mittels elektrischer Unterseekabel. 13. V 16. S 45 297.

BÜCHERBESPRECHUNGEN.

Handbuch des Wasserbaues für das Studium und die Praxis. Von Hubert Engels. 2. Auflage. Verlag von Wilhelm Engelmann, Leipzig. Preis geheftet 260 M, imitiert geb. 292 M, in echtem Halbfranzeinband 340 M.

In frühen Jahren in wasserbaulicher Tätigkeit gereift und seit mehr als drei Jahrzehnten als Hochschullehrer auf der Kanzel für Wasserbau erfolgreichst wirkend, hat der Geheime Rat Dr.-Ing. e. h. Dr. der techn. Wissenschaften e. h. Hubert Engels, Professor an der technischen Hochschule in Dresden, den reichen Schatz seines Wissens und seiner Erfahrungen in seinem Handbuche des Wasserbaues niedergelegt.

Das Werk wurde im Jahre 1914, also im ersten Jahre des Weltkrieges, der Öffentlichkeit übergeben. Trotz aller Ungunst der Verhältnisse, die der Krieg und seine Folgeerscheinungen zeitigten, ist das Buch so schnell vergriffen worden, daß das Bedürfnis nach einer zweiten Auflage sich schon seit längerer Zeit bemerkbar machte. Diese liegt nun in zwei handlichen Bänden vor uns.

Daß die zweite Auflage der ersten so bald folgen mußte, kann als sprechender Beweis dafür gelten, wie sehr das Wasserbauhandbuch von Engels einem dringenden Bedürfnis entsprach, und wie glücklich es die in der Fachliteratur vorhanden gewesene Lücke aufgefüllt hat.

Weder mit dem grundlegenden und klassischen Handbuch der Wasserbaukunst von Gotthilf Hagen noch mit den den Wasserbau behandelnden Teilen des Handbuches der Ingenieurwissenschaften tritt das Werk von Engels in Wettbewerb. Ersteres wird ungeachtet seiner selbstverständlichen Rückständigkeit gegenüber den seitherigen wissenschaftlichen und praktischen Fortschritten der Technik seinen Wert behalten, so lange wie Wasserbauingenieure in der Wesen Tiefe trachten — und es sollte nicht nur von diesen, sondern auch von der gebildeten Allgemeinheit viel und gründlich gelesen werden —, und letzteres trägt als Sammelwerk das einem solchen eigene Gepräge.

Wie von Hagen wird uns von Engels ein einheitliches Werk aus einem Guß vorgelegt. Jeder Abschnitt atmet den Geist des Verfassers, der, von seiner Aufgabe voll erfüllt, diese derart meistert, daß der aufmerksame Leser durch die Behandlung des angesammelten und verarbeiteten Stoffes sowie durch die Art der Darstellung angeregt und zum eigenen Fortspinnen der Gedanken veranlaßt wird.

Bei dem glücklichen Wurfe, den Engels bei der ersten Veröffentlichung seiner Arbeit getan hat, waren für die zweite nur wenig Abweichungen geboten. Die Gliederung des Stoffes ist unverändert geblieben.

Im ersten Teile behandelt der Verfasser das Vorkommen des Wassers in der Lufthülle des Erdkörpers und auf der Erde sowie die als Strömung oder als Wellen auftretenden Bewegungen des Wassers. Bei den Mitteilungen über die Regenhöhen sind die die ehemaligen deutschen Kolonien betreffenden Angaben fortgelassen worden: eine Kürzung, die trübe Gedanken weckt.

Die fließenden und stehenden Gewässer des Binnenlandes, das Meer mit seinen Strömungen, Wellen und Gezeiten sowie die hydrometrischen Arbeiten in beiden bilden den Inhalt des zweiten Abschnittes.

Der dritte Teil umfaßt den Flußbau einschließlich der Wildbäche und der Flußmündungen. In ihm wird die Natur der Wasserläufe geschildert, und es werden die Flußregulierungen hinsichtlich der Entwürfe sowohl als auch der Ausführunegn dargetan.

Im vierten Teil ist die Erörterung der Wehre ziemlich unverändert geblieben; dagegen haben die Abschnitte über die Talsperren und insbesondere über die Wasserkraftanlagen und deren bei wechselndem Gefälle selbsttätige Abflußregelungen eine erhebliche Erweiterung und Vertiefung erfahren.

Der fünfte Teil ist dem Schutze des Landes gegen das Wasser gewidmet; in ihm gelangen die Uferschutzbauten und die Deichanlagen zur Besprechung.

Der sechste Teil, der bisher den ersten Band beschloß und nun den Beginn des zweiten Teiles bildet, enthält den landwirtschaftlichen Wasserbau, umfassend die Ent- und Bewässerung, die Siele und die Moorkultur.

In dem die See- und die Binnenschiffahrt behandelnden siebenten Teil ist die Treidelei mit Motorlokomotiven neu aufgenommen worden.

Der achte, die Schiffsschleusen betreffende Teil ist durch Beschreibungen des Segmenttores am Oberhaupt der Breslauer Gröschelschleuse, durch das Walzentor in der Ruhrschleuse bei Mülheim und durch die Entwürfe der Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg, Werk Gustavsburg, erweitert worden, die als Schiffshebewerk für den Oderabstieg des Hohenzollernkanals und als quergeneigte Ebene — Bauart der M. A. N. 1917 — bearbeitet worden sind.

Der neunte Teil behandelt die Kanalisierung der Flüsse und die Schiffahrtskanäle, während der zehnte Teil den Häfen gewidmet ist.

Aus den angeführten Erweiterungen ist ersichtlich, wie sehr der Verfasser bei der Neubearbeitung seines Werkes der Entwicklung der Technik Rechnung getragen und deren Fortschritte bis in die neueste Zeit berücksichtigt hat.

Außerordentlich wertvoll sind die Angaben über ausgeführte Bauten und die ausführlichen Inhalts- und Sachverzeichnisse. Letztere haben eine wesentliche Vervollkommnung erfahren.

Jedem, der das Buch von Engels mit Fleiß und Aufmerksamkeit studiert, wird es ein vortrefflicher Berater sein, und zwar sowohl dem Studierenden zur Einführung in die Wasserbaukunst als auch dem entwerfenden Ingenieur. Dem tiefer Schürfenden wird der am Ende eines jeden Teiles gegebene mustergültige Quellennachweis sehr zustatten kommen.

Die Ausstattung des Buches ist — wenn auch das Papier von 1921 keinen Vergleich mit dem vom Jahre 1914 auszuhalten vermag — so vortrefflich, wie wir dies bei dem Verlage von Wilhelm Engelmann gewöhnt sind. Ottmann.

Praktische Winke zum Studium der Statik und zur Anwendung ihrer Gesetze. Ein Handbuch für Studierende und praktisch tätige Ingenieure. Von Robert Otzen, Geh. Regierungsrat und Professor a. d. Technischen Hochschule zu Hannover. Dritte Auflage. Mit 125 Textfiguren. C. W. Kreidels Verlag, Berlin u. Wiesbaden. 1921. Preis M. 20,—, gebunden M. 24.—.

Die dritte Auflage dieses Buches ist gegenüber der zweiten nicht nennenswert verändert, nur der Literaturnachweis ist für die Jahre 1913 bis 1919 fortgeführt. Auf dieses nützliche Verzeichnis, das A. Lehrbücher und Abhandlungen in Buchform, B. Doktor-Dissertationen, C. Zeitschriften von 1889 bis 1919 umfaßt, sei hier besonders hingewiesen, da es das Studium der Statik sehr erleichtert. Im übrigen erscheint der Titel „Praktische Winke zum Studium der Statik" nicht als eine sehr treffende Bezeichnung des Otzenschen Buches. Ohne ein Lehrbuch sein zu wollen, enthält es doch die Grundlehren, ihre Ableitung und ihre Anwendung selbst, während Winke zum Studium eigentlich nirgends zu verzeichnen sind, denn die den einzelnen Abschnitten vorangesetzten sehr wertvollen Angaben der Seiten, auf denen in einigen der bekannten Lehrbücher Ausführlicheres nachzulesen ist, reichen nicht hin, den Titel des ganzen Buches danach zu wählen. Ich möchte das Buch vielmehr als einen Überblick über die Statik, ein Buch zur Einführung in die Lehren der Statik wie zur Zusammenfassung des erworbenen Wissens bezeichnen.

Es ist wegen seines knappen Inhalts (155 Seiten Text), wegen seiner Klarheit der Darstellung und der Herausarbeitung der großen Züge eine geradezu unentbehrliche Ergänzung zu umfangreicheren Werken der Statik oder vor allem zu den Kollegheften, wenn nur solche zur Verfügung stehen. Was die Niederschriften aus den Statikvorlesungen zu einem Ganzen vereinigen, was die Vielheit von Einzelvorträgen und Einzelkenntnissen zu einem einheitlichen Bau zusammenfügen und so erst zu wahrer Beherrschung des Stoffes führen kann, bietet das Otzensche Buch.

Bei der Betrachtung der Einflußlinien ist neben der statischen auch die sehr anschauliche kinematiscle Auffassung voll zu ihrem Rechte gekommen. Die Abschnitte über Formänderungen und statisch unbestimmte Tragwerke nehmen die Hälfte des Buches ein. Sie werden bei vielen Lesern Klarheit und volles Verständnis dort verbreiten, wo sie bisher eine gewisse Unsicherheit fühlten.

Nicht behandelt werden Gewölbe, Erddruck, Stützmaueruntersuchungen, räumliche Fachwerke. Dies sei nur erwähnt, um den Inhalt zu kennzeichnen, nicht um die Fortlassung zu bemängeln.

Wie die Tatsache, daß die beiden ersten Auflagen (1910 und 1914) vergriffen waren, beweist, hat das Buch eine sehr gute Aufnahme gefunden. Daß es einer noch viel weiteren Verbreitung würdig ist, bedarf nach den vorstehenden Ausführungen keiner Betonung. Vielleicht tragen diese Zeilen aber dazu bei, die Verbreitung zum Nutzen der Fachgenossen selbst und der deutschen Technik zu fördern.

Dr.-Ing. W. Kunze.

Die Grundzüge des Eisenbetonbaues. Von Geh. Hofrat Dr.-Ing. E. h. M. Foerster, ord. Professor an der Technischen Hochschule Dresden. Zweite, verbesserte und vermehrte Auflage. Mit 170 Textabbildungen. Julius Springer, Berlin. 1921. Geb. Preis M. 38,—.

Die zweite Auflage des handlichen und in leicht verständlicher, flüssiger Darstellungsweise geschriebenen Lehrbuches ist in der äußeren Form und in der Stoffanordnung gegenüber der vor zwei Jahren erschienenen ersten Auflage nicht wesentlich verändert, hat jedoch manche nicht unbeträchtliche Umarbeitungen und zeitgemäße Ergänzungen erfahren, wodurch sein Wert für die Studierenden wie für alle, die sich über die Grundzüge des Eisenbetons unterrichten wollen, noch erhöht worden ist. Ebenso hat durch die Aufnahme einer Anzahl neuer Tabellen zwecks Verringerung der Rechenarbeit die Brauchbarkeit des Buches als Hilfsmittel und Nachschlagebuch für den in der Praxis stehenden Eisenbetoningenieur gewonnen.

In dem ersten Kapitel, das in gedrängter, aber erschöpfender Weise die geschichtliche Entwicklung und die Baustoffe des Verbundbaues behandelt, sind die neueren Erfahrungen und Forschungsarbeiten berücksichtigt, namentlich die in der Zwischenzeit erschienenen Arbeiten des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton. Auch Fragen, die noch nicht abgeschlossen sind, jedoch gewisse Zukunftsmöglichkeiten des Eisenbetonbaues enthalten, wie die der hochwertigen Spezialzemente oder des Leichtbetons, sind in zweckentsprechender Weise berührt.

Das zweite Kapitel über die Konstruktionselemente des Verbundbaues vermittelt die konstruktiven Kenntnisse, die zum Verständnis der im dritten Kapital folgenden Theorie des Eisenbetons erforderlich sind. Dabei bilden allenthalben die „Deutschen Bestimmungen" die Richtlinien für die Betrachtungen und es sind deren einschlägige Teile in sehr geschickter Weise in die Darstellung eingeflochten. Die auf S. 126/127 u. 137 abgebildete Spiralbewehrung in der Druckzone von Trägern ist nach neuerer Auffassung nicht mehr zu empfehlen, wohl auch vom „Deutschen Ausschuß für Eisenbeton" als nicht zulässig erklärt worden (vergl. Gehler, Erläuterungen zu den Eisenbetonbestimmungen 1916, 1. Auflage S. 60).

Den größten Teil des Buches nimmt das 3. Kapitel über die inneren Spannungen im Verbundkörper ein. Dabei sind in den einzelnen Abschnitten die Aufgaben der Spannungsermittlung und der Querschnittsbemessung eingehend behandelt und scharf auseinandergehalten, sowie durch zahlreiche durchgerechnete Beispiele erläutert. Bei der Spannungsermittlung in dem durch eine exzentrische Normalkraft beanspruchten Querschnitt ist als neuer Abschnitt die zeichnerische Ermittlung der Nullachse eingefügt, wodurch bekanntlich die Berechnung beliebig gestalteter symmetrischer Querschnitte ermöglicht wird und bei einfachen, an sich der numerischen Berechnung zugängigen Querschnitten die Lösung der Gleichung dritten Grades ersetzt werden kann. Eine Vereinfachung wäre in künftigen Auflagen vielleicht bei jenen Stellen des Buches möglich, welche die Ermittlung der Eiseneinlagen in Balken und Plattenbalken bei gegebenen Betonabmessungen und gegebenen zulässigen Beanspruchungen behandeln. Hierbei sind auf S. 162, 215—217, 337—338, 343—344 eine Anzahl Darstellungen gegeben, die — namentlich für den Anfänger — leicht den Eindruck von grundsätzlich verschiedenen Lösungen erwecken können, die sich aber im wesentlichen nur durch geringe Abänderungen des mathematischen oder statischen Gedankenganges unterscheiden. Für alle diese Aufgaben, sowohl bei reiner Biegung als auch bei exzentrisch angreifender Normalkraft, ist m. E. wohl durch folgende Überlegung die einfachste und übersichtlichste Lösung zu finden: Da die Trägerhöhe und die zulässigen Spannungen σ_b u. σ_e gegeben sind, ist das Spannungsdiagramm und die Lage der Nullachse bekannt, so daß man stets unmittelbar Lage und Größe der Betondruckkraft D_b bestimmen kann. Außerdem ist durch die Annahme der Werte a u. a' die Lage der Eiseneinlagen bekannt. Dann ergibt die Momentengleichung für die äußeren und inneren Kräfte, bezogen auf die Achse der Zugeisen, ohne weiteres die Eisendruckkraft De und hierauf die Projektionsgleichung auf die Balkenachse die Eisenzugkraft Z. Da die Spannungen σ_e u. σ_e' aus dem Spannungsdiagramm zu entnehmen sind, so sind damit auch die gesuchten Eiseneinlagen $F_e' = \frac{D_e}{\sigma_e'}$ und $F_e = \frac{Z}{\sigma_e}$ gefunden. Dieser Gedankengang entspricht im wesentlichen der auf Seite 337/338 von Foerster gegebenen Entwicklung; er erscheint mir auch einfacher als das auf Seite 343 mitgeteilte Verfahren von Hager, bei welchem die exzentrische Normalkraft N in 2 Teile N_1 u. N_2 zerlegt wird, deren Wirkungen getrennt bestimmt werden. Diese auf Einzelheiten sich beziehenden Bemerkungen können das Gesamturteil über das dritte Kapitel nicht beeinflussen, vielmehr sei besonders betont, daß dieser Teil des Buches hervorragend geeignet ist, in die Theorie des Eisenbetons einzuführen und daß er außerdem durch die Fülle des gebotenen Stoffes alle Hilfsmittel für die Durchführung der im Eisenbetonbau vorkommenden Berechnungen an die Hand gibt.

Zusammenfassend darf gesagt werden, daß Föersters „Grundzüge des Eisenbetonbaues" auch in dem neuen Gewande in vortrefflicher Weise den Zweck erfüllen werden, für den sie nach dem Vorwort zur ersten Auflage geschrieben sind, nämlich „ein Wegweiser zu sein für die Studierenden im Gebiete des Eisenbetonbaues und auch den Fachgenossen in der Praxis ein wertvoller Ratgeber und Helfer bei ihren Arbeiten".

München, im Mai 1921. Professor Spangenberg.

Die Preßluftwerkzeuge, ihre Anwendung und ihr Nutzen. Von Erich Kroening. Auflage 1918.

Das Buch sagt im Vorwort anregende Worte zur künftigen Erzeugung ausschließlich deutscher Werkzeuge. Es läßt auch erkennen, wie sehr es notwendig ist, nach dem Niedergang der deutschen Industrie die Handarbeit durch Einführung maschineller Einrichtungen auszuschalten, um eine billige und doch gute Ware zu erzeugen, um damit dem Ruf der deutschen Erzeugnisse im Ausland wieder Geltung zu verschaffen. In der Geschichte der Preßluftwerkzeuge wird ein interessanter Rückblick auf die amerikanische Erzeugung gegeben, und der Werdegang in Deutschland geschildert. Dabei wird gesagt, mit welcher Mühe und mit welchen Opfern sich deutsche Werkzeugfirmen dafür eingesetzt haben, die amerikanischen Erzeugnisse zu verdrängen und der Industrie ein gutes deutsches Werkzeug in die Hand zu geben.

Zur Anwendung der Preßluftwerkzeuge spricht der Verfasser im allgemeinen von der Vielseitigkeit ihrer Verwendung mit zahlreichen Abbildungen. Die hervorgehobene Wirkungsweise einzelner Werkzeuge interessiert jedoch mehr den Preßluftwerkzeugingenieur als den Betriebsleiter. Die grundlegenden Gesichtspunkte für möglichste Ersparnis im Luftverbrauch werden hier in beachtenswerter Weise geschildert.

Die Nutzbarkeit des pneumatischen Betriebes, die Handhabung und Behandlung der Preßluftwerkzeuge werden in recht übersichtlicher Weise dargestellt.

Auch die Werkzeuge für die Steinbearbeitung werden mit interessanten Einzelheiten besprochen.

Nach vollendetem Studium der einzelnen Kapitel und besonders derjenigen Werkzeuge, die für den Eisenbau in Betracht kommen, gewinnt man die Überzeugung, daß das Buch viel Wissenswertes aus der Preßluftindustrie in die Öffentlichkeit bringt.

H. Schalk, Ing.

Für die Schriftleitung verantwortlich: Geheimrat Dr.-Ing. E. h. M. Foerster, Dresden. — Verlag von Julius Springer in Berlin W.
Druck von H. S. Hermann & Co., Berlin SW 19, Beuthstrasse 8.

DER BAUINGENIEUR

2. Jahrgang 30. Juni 1921 Heft 12

DER WETTBEWERB FÜR ENTWÜRFE ZU EINER VERBINDUNG ÜBER DEN LIMFJORD ZWISCHEN AALBORG UND NÖRRESUNDBY IN DÄNEMARK.

Vom Geheimen Baurat Schaper, Berlin.

Dem Wettbewerb für Entwürfe zu einer Eisenbahnbrücke über die Arstabucht bei Stockholm, der so außerordentlich lehrreiche und schöne Entwürfe zeitigte[1]), ist bald der nicht minder reizvolle und bedeutende Wettbewerb für Entwürfe zu einer Verbindung über den Limfjord zwischen Aalborg und Nörresundby in Dänemark gefolgt.

Die Stadt Aalborg liegt im Norden von Jütland auf dem Südufer des Limfjord und ihr gegenüber auf dem Nordufer die Stadt Nörresundby (Abb. 1). Die Einfahrt zu beiden Städten findet vom Kattegat aus statt. Schiffe von 7,5 m Tiefgang können auf dieser Wasserstraße verkehren. Beide Städte sind sehr alt. Verschiedene alte Gebäude von hohem künstlerischen Werte zeugen von alter Kultur. Zahlreiche bedeutende Gewerbe und umfangreicher Handel bringen den Häfen beider Städte einen sehr ansehnlichen Verkehr. Die wichtigsten Ausfuhrgegenstände sind Zement und landwirtschaftliche Erzeugnisse, die hauptsächlichsten Einfuhrmengen bilden Kohle, Bauholz und Futtermittel. Aalborg ist ein wichtiger Eisenbahnknotenpunkt und Verwaltungshauptstadt Nordjütlands; es zählt 40 000 Einwohner.

Abb. 1. Lageplan.

Von beiden Ufern steigt das Gelände sanft an. Wenn man auf den Höhen von Nörresundby steht, hat man einen herrlichen Überblick über diese Stadt, über den Limfjord und Aalborg. Der Limfjord erscheint von hier wie ein riesiger See, der im Osten von den vorspringenden Uferhöhen und im Westen von der alten Eisenbahnbrücke (Abb. 2) eingeschlossen ist. Eine Pontonbrücke (Abb. 3) vermittelt den Fußgänger- und Wagenverkehr zwischen Aalborg und Nörresundby. Diese Brücke ist 1865 dem Verkehr übergeben worden; sie besteht aus zwei an den Fjordufern gelegenen festen Teilen, aus 15 schwimmenden Teilen, welche von je drei hölzernen verankerten Pontons getragen werden, aus 2 Klappen, die den Übergang von den schwimmenden zu den festen Teilen bilden, und aus einer Drehbrücke, deren nördliches Ende um einen Zapfen drehbar auf dem anschließenden, schwimmenden Brückengliede ruht, und deren südliches Ende von einem Ponton getragen wird. Dieses Ponton ist zum Ausdrehen des beweglichen Teiles mit Elektromotor und Winde ausgerüstet, auf deren Trommel sich im Limfjord verankerte Ketten aufwickeln. Die aus hölzernem Bohlenbelag bestehende Brückenbahn ist im ganzen 7 m breit, davon entfallen auf die Fahrbahn 4,5 m und auf jeden der seitlich der Fahrbahn liegenden Fußsteige je 1,25 m. Die Brücke ist im allgemeinen also zweispurig, auf der Drehbrücke aber nur einspurig. Die schwimmenden Brückenglieder sind durch eiserne Gelenke miteinander verbunden, die sich aber leicht lösen lassen, so daß einzelne Brückenglieder leicht ausgeschaltet werden können. Der stärkste Verkehr in 24 Stunden wird auf 20 000 Fußgänger, 800 Wagen und 2500 Stück Vieh geschätzt. Bei einer durch eine Unordnung an der Drehbrücke verursachten Verkehrsstörung von 23 Minuten Dauer bildete sich eine Reihe von 78 Wagen. Bei besonderen Gelegenheiten, bei denen sich von der Brücke aus irgend eine Begebenheit auf dem Limfjord beobachten läßt, haben sich schon zugleich 14000 Menschen auf der Brücke aufgehalten. Die tägliche Zahl der Schiffe, welche durch die Drehöffnung fahren, kann im Durchschnitt zu 110 angenommen werden. Die Brücke steht unter einer besonderen Verwaltung, die vom Aalborger Stadtrat durch einen Ausschuß von 4 Mitgliedern bestellt wird. Die Baukosten der Brücke betrugen 458 409 dänische Kronen. Durch Brückengelderhebung sind nicht nur diese Kosten gedeckt, sondern es ist bereits ein Vermögen angesammelt, das am 1 4. 1919 rd. 965 000 dänische Kronen ausmachte.

Der Strom und die Wasserstandsschwankungen des Limfjords rühren von Flut und Ebbe und vom Winde her. Der durch die Gezeiten hervorgerufene Wasserstandsunterschied beträgt nur 0,40 m; bedeutend größer ist der Einfluß des Windes. Westwind bringt Hochwasser, das bis 1,20 m über Mittelwasser steigen kann, und Ostwind Niedrigwasser, das bis 1 m unter Mittelwasser fällt. Der Strom wechselt schnell seine Richtung. Seine mittlere Geschwindigkeit beträgt 0,4 m/Sek.; Geschwindigkeiten von 1 m/Sek. sind nicht selten. Die größten gemessenen Geschwindigkeiten waren 2,2 m/Sek. für nach Osten gehenden und 1,6 m/Sek. für nach Westen gehenden Strom.

Der Salzgehalt des Limfjords wechselt stark, er ist größer, wenn der Strom das Wasser der Nordsee, geringer, wenn der Strom das Wasser des Kattegat in den Fjord hineinführt. Im Mittel beträgt er 2,3 vH. Der Limfjord friert selten zu, es gibt aber fast in jedem Winter Treibeis auf ihm,

[1]) Vergl. „Bauingenieur" 1920 Heft 1—9.

das namentlich bei Strömung in Richtung West-Ost recht bedeutend sein kann. Es tritt häufig in großen und bis 30 cm starken Schollen auf, die sich zu einer Höhe bis zu 2 m vor der Brücke auftürmen, einen hohen Wasserstau erzeugen und die Brücke wiederholt durch Zerreißen der Ankerketten und durch Mitschleppen der Anker zersprengt haben. Das von Osten kommende Eis hat im allgemeinen nicht diese Kraft; doch ist die Brücke auch schon einmal durch Eis, das von Osten her antrieb, zerstört worden.

Im nördlichen Jütland herrschen meist starke Westwinde, die den Limfjord bei Aalborg ungeschützt treffen. Bei starkem Seegang kann man die Brücke nicht überschreiten, ohne vollständig durchnäßt zu werden. Ein heftiger Sturm hat sogar schon einmal die Brücke zersprengt, ohne daß Eisgang war.

Abb. 2. Eisenbahnbrücke über den Limfjord.

Die durch Eis- und Windverhältnisse hervorgerufene mangelhafte Betriebssicherheit der Brücke, ihre tiefe Lage, die den Fußgängern keinen Schutz gegen den Seegang bietet, ihr mangelhafter Unterhaltungszustand und die ungenügende Durchlaßöffnung des beweglichen Brückengliedes ließen den Entschluß reifen, die Brücke durch eine neue Verbindung zu ersetzen, und führten im November 1919 zur Ausschreibung eines zwischenstaatlichen Wettbewerbs.

Abb. 3. Pontonbrücke zwischen Aalborg und Nörresundby.

Das Preisgericht, dem Herr Direktor Olsen aus Aalborg als Vorsitzender, Herr Direktor Dipl.-Ing. Christensen aus Aalborg, Herr Zivilingenieur Froenell aus Stockholm, Herr Oberstleutnant Grut aus Kopenhagen, Herr Technischer Bürgermeister Moller aus Kopenhagen, Herr Professor Ostenfeld von der Technischen Hochschule in Kopenhagen und Herr Hafeningenieur Tybjerg aus Aalborg als Geschäftsführer angehörten, legte die Bedingungen und Grundlagen für den Wettbewerb in einem umfangreichen, gründlichen und vorzüglich durchgearbeiteten Programm nebst Beilage nieder. Die Wahl der Art der neuen Verbindung zwischen Aalborg und Nörresundby, ob feste oder schwimmende Brücke oder Tunnel, war den Bewerbern freigestellt.

Vorgeschrieben waren: „Fahrbahn von 8,5 m lichter Weite, also dreispurig, zwei Fußsteige von je 3 m lichter Breite und 5,5 m lichte Höhe über der Fahrbahn in 5 m Breite; dauerhafte und starke Decke für Fahrbahn und Fußsteige unter Ausschluß von Schotter und gewöhnlichem Bohlenbelag; ein Regelspurgleis für eine Straßenbahn mit einer Ausweichstelle auf jeder Seite des beweglichen Brückengliedes; gute Entwässerung der Brückenbahn und ausreichende Beleuchtung der Brücke; ein Schiffsdurchlaß mit lichter Weite von 30 m, einer Tiefe von wenigstens 9 m unter dem Mittelwasser und einer lichten Höhe von wenigstens 42 m in ganzer Breite über diesem Wasserstand. Motorboote und dergl. müssen jederzeit unter den festen Teilen der Brücke verkehren können. Der Stromquerschnitt darf nicht mehr als unbedingt notwendig eingeschränkt werden, er muß bei Mittelwasser einen Flächeninhalt von wenigstens 2400 qm besitzen.

Für die Wahl der Lage der neuen Verbindung ist der Umstand maßgebend, daß sich der Hauptverkehr nach wie vor von und zu der Verbindung in Aalborg über die Vesteraagade und in Nörresundby über den Markt (Torv) bewegen wird. Die sich aus den Landanschlüssen der neuen Verbindung ergebenden Änderungen der anschließenden Straßenzüge und Hafenanlagen sind genau zu entwerfen und zu veranschlagen. Im Kostenanschlag sind neben den Anlagekosten auch die jährlichen Betriebsausgaben anzugeben."

In der Ausschreibungsbeilage finden sich sehr wertvolle Angaben, die den Bewerbern wichtige Anhaltspunkte und Fingerzeige bei der Entwurfsarbeit sein konnten. Zum Teil sind diese Angaben schon im vorstehenden erwähnt worden, soweit sie sonst noch von Bedeutung sind, sollen sie im Folgenden kurz erörtert werden.

Beim Bau der Eisenbahnbrücke (1874—1879) (Abb. 2) wurde wohl zum ersten Male Druckluftgründung bei sehr großen Tiefen — bis 35 m unter Mittelwasser — verwendet. Beim Niederbringen der Senkkästen wurde der Boden, auch die Schlammschicht mit der Hand in der Arbeitskammer ausgegraben. Versuche, den Schlamm mit der Pumpe aufzusaugen, hatten keinen Erfolg. Die Senkkästen wurden von festen, aus 6 schweren Pfählen bestehenden Gerüsten aus abgesenkt. Die Pfähle hatten kreisförmigen Querschnitt, jeder Pfahl setzte sich aus 8 durch Bolzen miteinander verbundenen Hölzern zusammen. Oben am Kopf betrug der Durchmesser des Pfahles 1 m, unten am Fuß, wo der Pfahl im Schlamm steckte, war der Durchmesser durch angenagelte Bohlen auf 1,30 m vergrößert. Die Pfähle waren 27 m lang, durch eine Belastung von 75 t waren sie bis 22 m unter Mittelwasser eingetrieben worden. Im Laufe der Gründungsarbeiten war man mit Erfolg dazu übergegangen, die Pfeiler zum großen Teil ohne Druckluft abzusenken. Man ließ den genügend belasteten Pfeiler in die weiche Schlammschicht einsinken und entfernte den Schlamm, der durch die Arbeitskammer in den Schachtrohren nach oben drang, durch einen Löffelbagger. An die Stelle des ausgebaggerten Schlammes trat neuer

Schlamm durch die Arbeitskammer nach oben, und so gelang es, die Pfeiler teilweise bis zu einer Tiefe von 26 m unter Mittelwasser ohne Druckluft niederzubringen. Man erzielte hierdurch große Ersparnisse. Als einer der Pfeiler bis auf 30 m unter Mittelwasser abgesenkt war, wurden mehrere Arbeiter durch eine Explosion im Schachtrohr stark verbrannt. Man hatte den Luftdruck abgestellt, um im oberen Teil des Schachtrohres eine Arbeit in freier Luft ausführen zu können, und arbeitete hier bei Beleuchtung mit offenen Kerzen, als plötzlich eine schwere Explosion erfolgte, die vermutlich durch Entzündung aus dem Schlamm aufsteigender Gase verursacht worden ist. Seitdem verwendete man zur Beleuchtung der Arbeitskammern und der Schachtrohre Davysche Sicherheitslampen. Ein Pfeiler stürzte, als er bis auf 21,1 m unter Mittelwasser abgesenkt war, unter Mitnahme des Gerüstes vollständig um und mußte durch einen neuen Pfeiler ersetzt werden. Man nimmt an, daß der Pfeiler eine schräg liegende feste Schicht angetroffen hat und auf dieser bei der mangelhaften Standfestigkeit der Pfähle ausgeglitten ist.

Die Untergrundverhältnisse im Limfjord sind für den Bau einer festen Brücke sehr ungünstig. Die Wassertiefe unter Mittelwasser beträgt in der Mitte rd. 10 m, auf eine im Mittel 16 m mächtige Schicht dünnflüssigen Schlammes folgt eine aus Sand und Schlamm gemischte 5 m starke Schicht. Erst unter dieser liegt teilweise in einer Tiefe von 35 m unter Mittelwasser der tragfähige Baugrund, der aus feinem und grobem Sand, Kies und Ton besteht. Proberammungen mit Pfählen haben die mangelhafte Tragfähigkeit der Schlammschicht und auch der unter ihr liegenden, aus Schlamm und Sand gemischten Schicht erwiesen. Sie haben ferner die Irrigkeit der vielfach verbreiteten Ansicht dargetan, daß sich der Schlamm an die frisch gerammten Pfähle festsaugt und diesen allmählich eine erheblich höhere Tragfähigkeit verleiht, als sie kurz nach dem Rammen aufweisen. Die Probepfähle zeigten vielmehr keinen Unterschied in der Tragfähigkeit bald nach dem Rammen und längere Zeit danach.

Über die Verhältnisse der Grundstücke und der Eisenbahnanlagen, die von den Landanschlüssen berührt werden können, über das einschlägige Baugesetz und die örtlichen Bauverordnungen sind eingehende Angaben gemacht, ebenso über die in Frage kommenden ortsüblichen Einheitspreise und Löhne, die dem Kostenanschlage zugrunde zu legen sind. Sorgfältige und einwandfreie Vorschriften für die Belastungsannahmen und für die Durchführung der Festigkeitsberechnung bilden den Schluß der Ausschreibungsbeilage.

Als Preise für die besten Entwürfe waren ausgesetzt:

Ein erster Preis von	10 000	dänischen Kronen,
ein zweiter Preis von	6 000	„ „
und ein dritter Preis von	4 000	„ „

Das Preisgericht behielt sich vor, nach einstimmigem Beschluß die Höhe der einzelnen Preise zu ändern, aber nur derart, daß die Anzahl der Preise unverändert blieb. Das Preisgericht konnte außerdem andere wertvolle Entwürfe zum Ankauf gegen Zahlung von 2000 dän. Kronen dem „Ausschuß für die bestehende Pontonbrücke" vorschlagen. Die preisgekrönten und angekauften Entwürfe werden Eigentum des genannten Ausschusses und können von diesem nach Belieben verwendet werden.

Die Entwürfe mußten bis zum 31. Juli 1920, 12 Uhr mittags eingereicht werden.

44 Entwürfe sind rechtzeitig eingegangen, nämlich:

1. Nelia
2. Sky
3. W
4. Verkehrsader
5. Ununterbrochene Verbindung
6. Neden Vande
7. Zwei Wege
8. Pons novus navium
9. Nørre Jylland
10. Quadrupes
11. Fugleflugt
12. Sund
13. Panta rei
14. Alles schwimmt
15. Brunnar
16. Problem
17. Felix
18. Freie Durchfahrt
19. Cheap
20. Nach Skagen
21. Højbro
22. Schlicht und recht
23. Nec temere, nec timide
24. Ohne Anker
25. Himmerland—Thy
26. Beton og Jern
27. Vidtspaendende
28. Jernbeton
29. Bonus parvo pretio
30. Sans interruption
31. Steelways
32. Russell
33. Und dennoch
34. På säker Grund
35. Long legs
36. Inter urbes
37. Bild eines Elefanten
38. Symmetri
39. Dannebroge
40. Über Land und Meer
41. Skagen
42. A—B—C
43. Ingenieurästetik
44. Skagen.

41 von diesen Entwürfen sind feste oder schwimmende Brücken in Eisen oder Eisenbeton oder in Verbindung von Eisen und Eisenbeton. 3 Entwürfe sehen eine Tunnelverbindung vor.

Nach einer ersten Durchsicht entschied das Preisgericht, daß 20 dieser Entwürfe wegen großer und augenfälliger Nachteile für die Preisverteilung und den Ankauf nicht in Frage kommen konnten, nämlich

1. Nelia
2. Sky
3. W
5. Ununterbrochene Verbindung
7. Zwei Wege
8. Pons novus navium
13. Panta rei
14. Alles schwimmt
15. Brunnar
19. Cheap
22. Schlicht und recht
29. Bonus parvo petio
30. Sans interruption
31. Steelways
32. Russell
33. Und dennoch
34. På säker Grund
37. Bild eines Elefanten
42. A—B—C
44. Skagen

Nach eingehendem Studium der restlichen 24 Entwürfe wurde beschlossen, zwei gleich große Preise von je 12 500 Kronen dem Entwurf Nr. 27 „Vidtspaendende" und dem Entwurf Nr. 39 „Dannebroge" und den dritten Preis in Höhe von 5000 Kronen, dem Entwurf Nr. 12 „Sund" zu erteilen. 6 Entwürfe wurden mit je 2000 Kronen angekauft, und zwar Nr. 10 „Quadrupes", Nr. 17 „Felix", Nr. 21 „Højbro", Nr. 23 „Nec temere, nec timide", Nr. 36 „Inter urbes" und Nr. 43 „Ingenieurästetik".

Die preisgekrönten und angekauften Entwürfe rühren von den nacherwähnten Verfassern her:

I. Preisgekrönte Entwürfe.

1. Preis: 12 500 Kronen, Entwurf Nr. 27 „Vidtspaendende".
   Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg A.-G., Werk Gustavsburg in Gustavsburg b. Mainz,
   Ingenieurfirma Christiani & Nielsen, Kopenhagen.
2. Preis: 12 500 Kronen, Entwurf Nr. 39 „Dannebroge".
   Gutehoffnungshütte, Sterkrade, Rheinland,
   Herren Monberg & Thorsen, Kopenhagen,
   Herr Professor Karl Wach, Kunstakademie, Düsseldorf.
3. Preis: 5000 Kronen, Entwurf Nr. 12 „Sund".
   Herr Dipl.-Ing. Bolliger, Luzern,
   „ „ K. Kihm, Luzern,
   „ „ Dr. G. Lüscher, Tiefbauunternehmung, Aarau,
   „ Architekt L. M. Daxelhofer, Bern.

II. Angekaufte Entwürfe.

1. Entwurf Nr. 10 „Quadrupes".
   Herr Ingenieur M. D. Salomonsen, Kopenhagen,
   „ „ Dr. Holger Schmidt, „
   „ „ C. O. Wanscher, „

2. Entwurf Nr. 17 „Felix".
   Herr Ingenieur Anker Engelund, Kopenhagen.
3. Entwurf Nr. 21 „Højbro".
   A. G. Armerad Betong, Malmö,
   Herr Dr. Fritz Emperger, Wien,
   „ Ingenieur G. Neumann, Györ,
   „ „ Johannes Borge, Kopenhagen,
   „ Architekt Yngve Herrström, Malmö.
4. Entwurf Nr. 23 „Nec temere, nec timide".
   Gesellschaft Harkort, Duisburg,
   Tiefbauunternehmung Heinrich Butzer, Dortmund,
   Herren Architekten Prof. W. Kreis und C. A. Jüngst, Düsseldorf,
   und als Berater: Herr Prof. Möller, Braunschweig.
5. Entwurf Nr. 36 „Inter urbes".
   Brückenkonstruktionsbüro Nilsson & Co. (Herren E. Nilsson, N. Bolinder, G. Cervin, S. Kasarnowsky, C. Semler), Stockholm,
   Herr Architekt Cyrillus Johansson.
6. Entwurf Nr. 43 „Ingenieurästetik".
   A. G. Conrad Zschokke, Döttingen,
   S. A. Conrad Zschokke, Genf,
   unter Mitwirkung von:
   Herrn Professor Ingenieur E. Meyer, Zürich,
   A. G. Escher Wyss & Cie., Zürich,
   Herrn Architekten H. Kuhn, Zürich.

Im folgenden Hefte wird mit dem Entwurf I (Dannebroge) begonnen werden. (Fortsetzung folgt.)

BAUTEN ZUR BESSERUNG DER KOHLENWIRTSCHAFT IM MITTELDEUTSCHEN KOHLENGEBIET (IN DER NACHKRIEGSZEIT).

Von Dipl.-Ing. Brammer der Bauunternehmung Rud. Wolle, Leipzig.

Nach dem Vortrag, gehalten auf der 24. Hauptversammlung des Deutschen Beton-Vereins 1921 zu Berlin.

Seit Beendigung des Krieges ist eine der wichtigsten Fragen von allgemeiner Bedeutung die Kohlenerzeugung. Von ihr hängt nicht nur die Einhaltung der eingegangenen Verpflichtungen den verbündeten Mächten gegenüber ab, sondern das ganze deutsche Wirtschaftsleben ist von der Größe der Kohlenförderung abhängig. Die Steinkohle, früher in reichstem Maße vorhanden, ist für das Innere Deutschlands ein seltener Stoff geworden; sie darf nur sehr sparsam Verwendung finden und hauptsächlich nur solchen Betrieben zugeführt werden, die mit anderen Betriebsstoffen nicht gut arbeiten können, wie beispielsweise Eisenbahnbetrieben, solange diese nicht elektrisch betrieben werden, Gasanstalten und vor allem auch Kokereizwecken. Alle Industrien, die Steinkohle entbehren können, müssen ihre Betriebe auf Braunkohlenheizungen oder andere Kraftantriebe umstellen. Dies trifft hauptsächlich für die große mitteldeutsche Industrie zu, die mit Braunkohlen oder deren veredelten Erzeugnissen aus den mitteldeutschen Braunkohlenwerken versorgt werden kann.

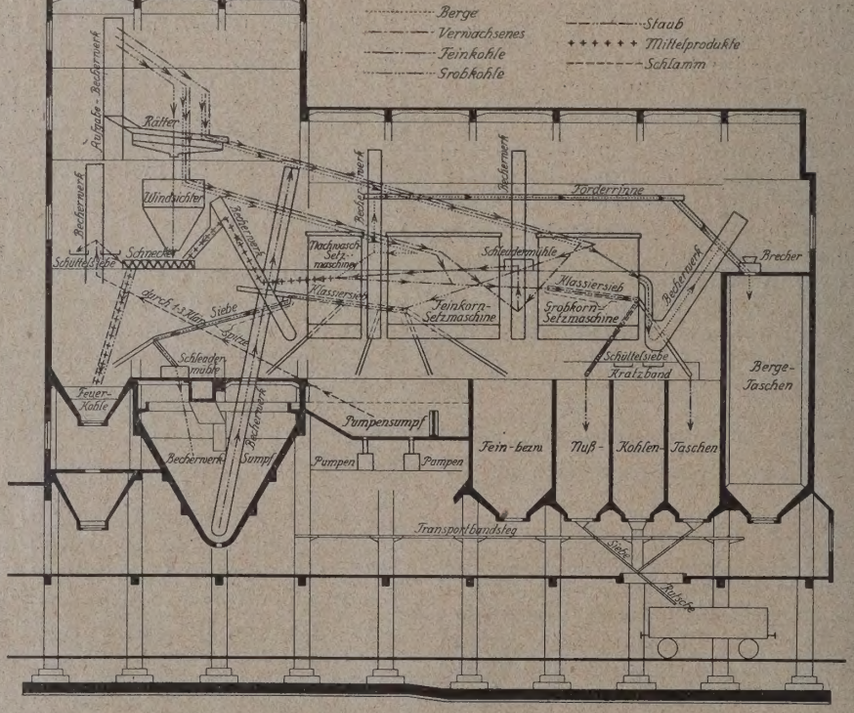


Abb. 1. Wäsche Schedewitz. Schema des Waschens.

Die Besserung der gesamten Kohlenwirtschaft hängt hauptsächlich ab von der erhöhten Förderung, von der weitestgehenden Ausnutzung des Rohstoffes und von der sparsamsten Verwendung der Kohle zu Feuerungszwecken.

Die Förderung wird ebenso wie die Veredelung der Kohle unter den heutigen Arbeiter- und Arbeitsverhältnissen nur durch größte Vervollkommnung und weitgehende Mechanisierung der Betriebe unter und über Tage gebessert werden können. Der Steinkohlenbergbau, besonders aber der Braunkohlenbergbau und auch die Kohlengewinnung aus den Tagebauten hat noch eine weite Verbesserungsfähigkeit vor sich, die Weiterverarbeitung der Braunkohle, die Gewinnung von Nebenerzeugnissen stehen erst am Anfange ihrer Entwicklung. Werden die einzelnen Kohlenarten nur dorthin geleitet, wo sie unbedingt gebraucht werden, dann entspricht der Belieferungsgrad möglichst dem Erfordernis. Die sparsame Verwendung der Feuerungskohle ist davon abhängig, daß die Verbrennungswärme möglichst vollkommen ausgenutzt wird, daß die heutigen noch häufig unwirtschaftlichen Kalorieverwertungsmethoden gebessert werden, daß Kohle durch andere Betriebsmittel, vor allem durch Wasserkräfte ersetzt wird, und daß die Wasserkräfte restlos erfaßt und ausgebaut werden.

Alle drei Forderungen verlangen sowohl bei den Kohlenwerken selbst als auch bei den Industrien Umstellungen, die durch Erweiterungs-, Um- und Neubauten erzielt werden. Der nach der Revolution eingetretene Mangel an Baustoffen, besonders die Not an Ziegeln und Formeisen sowie die hohen Preise für Eisensorten haben überall zur Erstellung von Betonbauten gedrängt.

Im mitteldeutschen Kohlengebiete begannen die Braunkohlen- und Steinkohlenwerke fast gleichzeitig mit durchgreifenden Neubauten; die Braunkohlenwerke durch Erschließung

neuer Tagebauten und Erstellung neuer Bunker, Brikettfabriken, Schütt- und Förderbrücken, Förderungs- und Verladeanlagen, Kesselhäuser, Kraftwerke, Kühltürme usw. Die Steinkohlenwerke gingen in größerem Maße als bisher an den festen Ausbau unter Tage in Stollen und Schächten und an Neuerstellungen von Übertagebauten, Fördertürmen, Separationen, Wäschen, Kokereianlagen usw. und nicht zuletzt an im Senkungsgebiete nötige biegungs- feste Grundbauten heran. Die verschiedenen Industrien müssen wegen ungleichmäßiger Kohlenbelieferung dafür Sorge tragen, Vorräte an Brennstoffen in Bunkern aufzuspeichern, besonders bei Umstellung auf Braunkohlen mit Rücksicht darauf, daß von dieser zur Erzielung gleicher Wärmegrade bedeutend größere Mengen erforderlich sind. Sie müssen, wie bereits erwähnt, auch ihre Feuerungsanlagen umbauen oder und gleichzeitig an den Ausbau zur Verfügung stehender Wasserkräfte gehen.

Auch bei den Bauausführungen selbst muß mehr als in früheren Jahren darauf Bedacht genommen werden, daß im Rahmen des Erlaubten größte Sparsamkeit sowohl in der Anordnung als auch in der Ausführung erzielt wird. Das hat zur Folge, daß bei Planungen und Berechnungen der Bauteile alles herausgeholt wird und auf diese Art bei sonst nicht ungewöhnlichen Bauten recht bemerkenswerte Ausführungsarten geschaffen werden.

An Hand einiger, in der letzten Zeit von der Bauunternehmung Rud. Wolle, Leipzig, ausgeführter Bauten soll gezeigt werden, in welcher Weise sie zur Besserung der Kohlenwirtschaft im mitteldeutschen Kohlengebiet beitragen.

Im Jahre 1919 baute der „Erzgebirgische Steinkohlen-Aktien-Verein in Schedewitz b. Zwickau" eine neue Kohlenwäsche, die dem heutigen Stande der Technik entsprechend ganz neuzeitlich ausgeführt wurde und entsprechend ihrer Leistung zu den Großwäschen Deutschlands gehört. Die örtlichen Verhältnisse bedingten eine Zusammenfassung auf kleinster Grundfläche. Dieser Forderung wurde durch Hochgruppierung, hauptsächlich durch das Anordnen der Klärspitzen im 4. Stockwerk, durch das Nebeneinanderstellen der 3 Setzmaschinen auf kleinstem Raume und den ausgiebigen Gebrauch von Becherwerken Rechnung getragen.

Die Rohkohle läuft auf kürzestem Wege aus dem Förderkorbe durch den Rohkohlenturm und das Aufgabebecherwerk (siehe Abb. 1), nachdem durch Handsortierung die gröbsten Stücke ausgelesen wurden, zu dem Rätter, der das grobkörnige Material der Grobkornsetzmaschine und das feinkörnige Material, nachdem dieses den Windsichter, der den Staub abscheidet, durchlaufen hat, der Feinkornsetzmaschine zuführt. Die Grob- und Feinkornsetzmaschinen trennen das Material durch Siebe und Schieber in reine Kohle, Verwachsenes und Berge. Das Verwachsene aus beiden Maschinen wird durch ein Becherwerk auf eine Schleudermühle gehoben, diese bricht das Material und läßt es der Nachwaschsetzmaschine zufließen. Auch die Nachwaschsetzmaschine liefert drei Produkte: Kohle, Mittelprodukte und Berge.

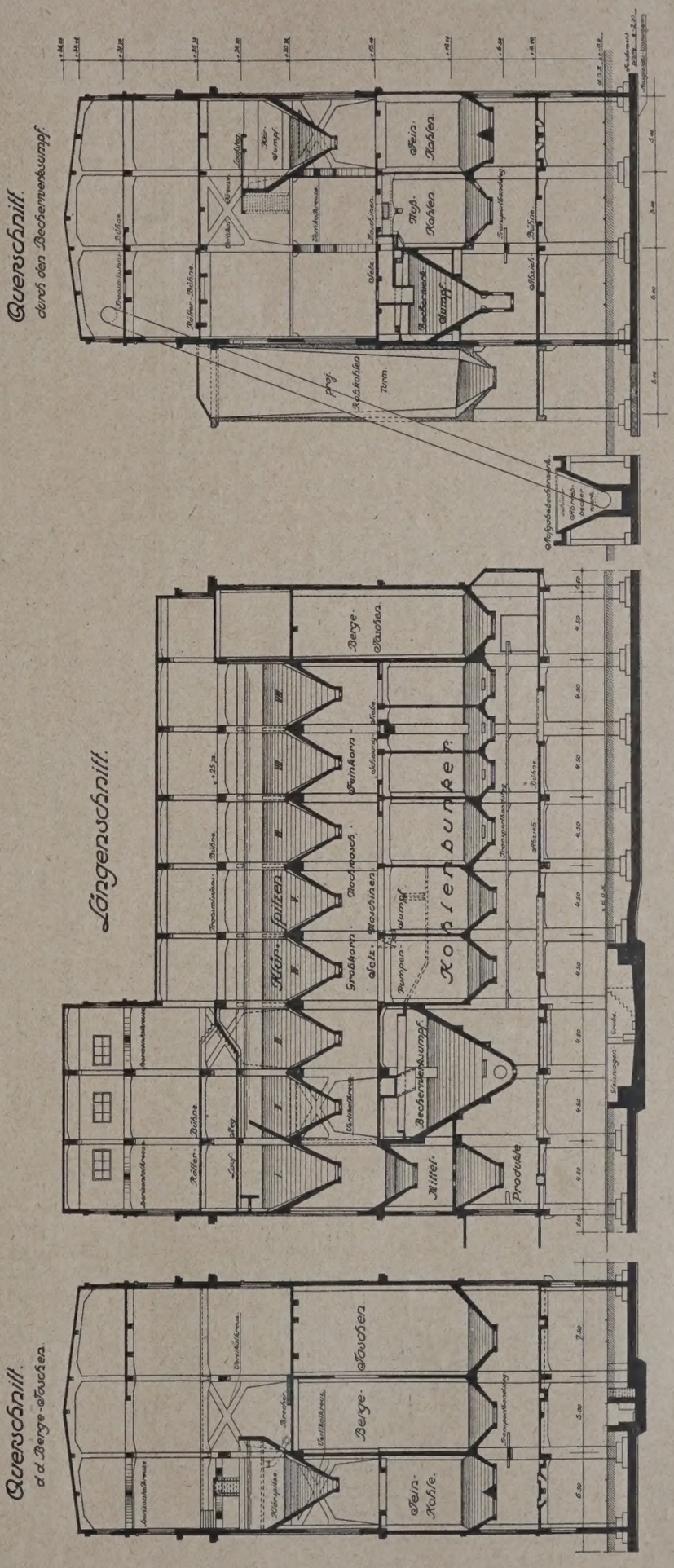


Abb. 2a. Wäsche Schedewitz.

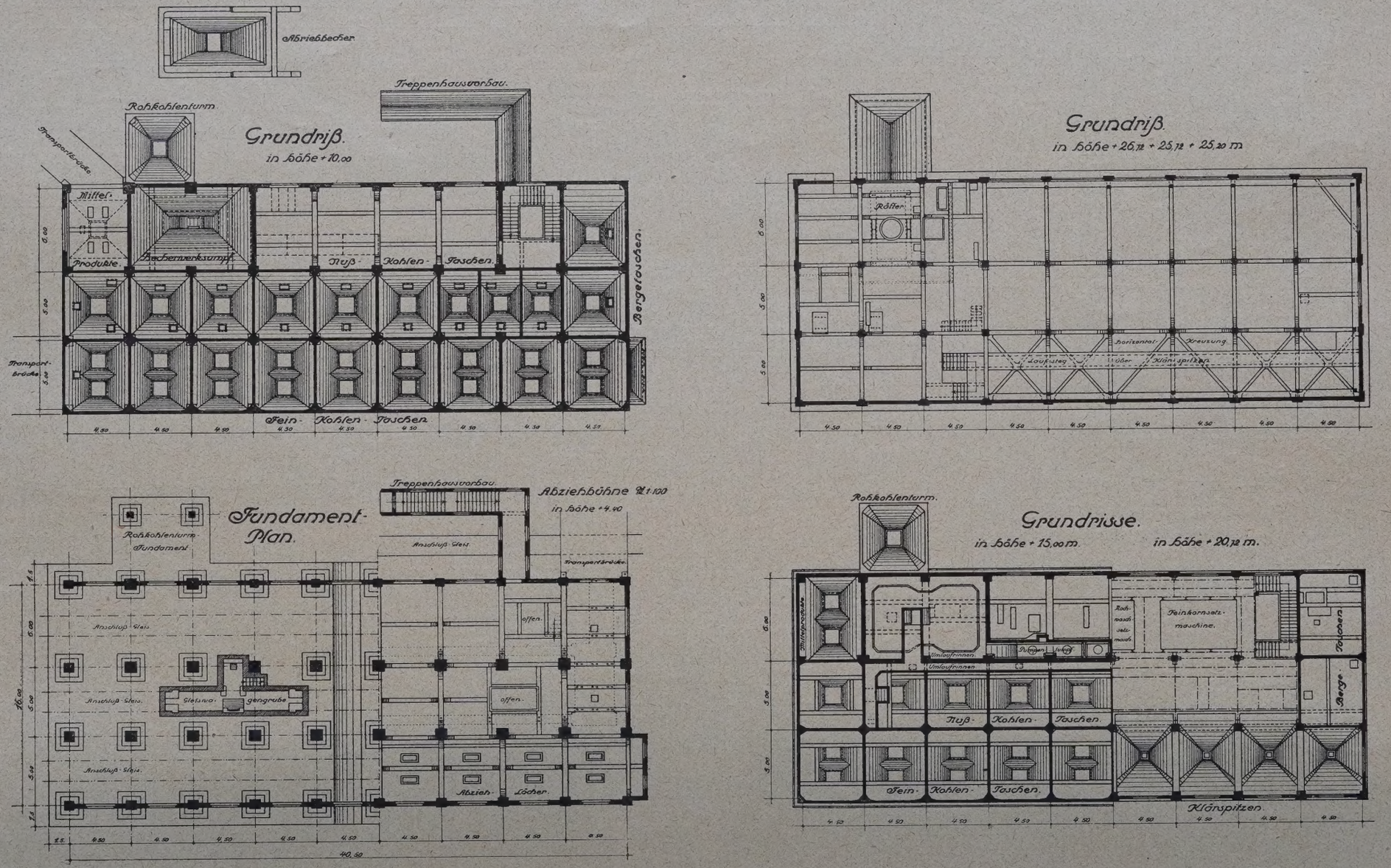


Abb. 2b. Wäsche Schedewitz.

Die Berge aus allen drei Setzmaschinen gehen zu den Bergetaschen, die aus der Grobkornsetzmaschine kommenden durchlaufen vorher noch einen Steinbrecher. Aus den Bergesilos kann das Gestein direkt in die Gruben gespült werden, um dort als Spülversatz Verwendung zu finden.

Die reine Kohle aus der Feinkornsetzmaschine und auch aus der Nachwäsche geht über Schüttelsiebe auf Kratzbändern nach den Bunkern. Ein Teil der Kohlen aus der Grobkornsetzmaschine geht über Klassiersiebe den Bunkern zu, ein anderer Teil wird auf einer Schleudermühle zerkleinert und fließt

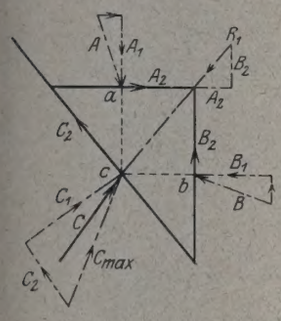


Abb. 3.

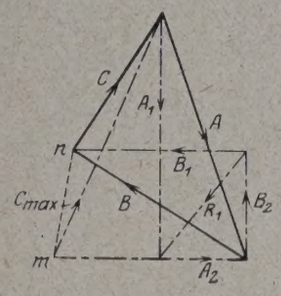


Abb. 3a.

nach dem Becherwerksumpf, in den auch das Wassermit dem Fehlkorn und der Abtrieb aus den Sieben geleitet wird. Das Becherwerk hebt das Material zum Nachwaschen auf die Feinkornsetzmaschine.

Das Überlaufwasser des Sumpfes fließt in den Pumpensumpf, von wo es in die Klärbehälter gedrückt wird. Der Schlamm aus den drei ersten Klärspitzen wird durch ein Beckerwerk auf Schüttelsiebe geleitet, entwässert und fällt mit dem Staub aus dem Windsichter und den durch ein Becherwerk auf eine Schnecke gehobenen Mittelprodukte in den Feuerkohlenbunker. Der Niederschlag aus den übrigen Klärspitzen wird in Klärteiche auf die Halden geleitet, von wo er, wenn er stichfest geworden ist, gleich falls Feuerungszwecken zu geführt wird.

Die aus den Kohlenbunkern abgezogene Kohle kann auf Transportbändern weiter geleitet oder auf fahrbaren Rutschen, nachdemsie über feststehende Sie begegangen und abgebraust worden ist, unmittelbar in Eisenbahnwagen verladenwerden.

Das Wäschegebäude umschließt unter Berücksichtigung des verlangten Fassungsvermögens eng die Maschinenanlage (siehe Abb. 2). Bei einer Grundfläche von 41/16 m und einer Bauhöhe von 36 m überträgt das Gebäude auf die wegen des Senkungsgebietes erforderliche durchgehende biegungsfeste Platte eine Last von 13000 t.

Die Berechnung der Platte erfolgte als trägerlose Decke mit einer Belastung von 14 t/qm mit der Annahme, daß voneinander unabhängige Stützensenkungen nicht möglich seien.

Das Hauptaugenmerk bei der ganzen Anlage wurde auf

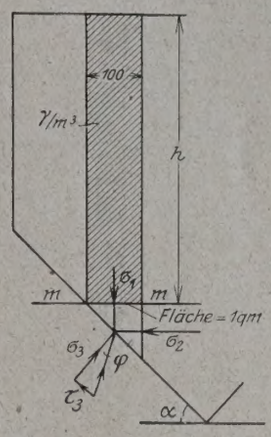


Abb. 4.

den bei allen Wäschen so unangenehmen Umstand gerichtet, daß die wagerechte Schwingungen auslösenden Maschinen sich in den obersten Stockwerken befinden. Für diese Wäsche war dies um so gefährlicher, als die geringen Abmessungen des Gebäudes, besonders in der Tiefenrichtung, eine Übertragung der wagerechten Kräfte auf eine größere Breite nicht zuließen, und weiter kam das Erschwernis dazu, daß die obersten Decken so viele und große Durchbrechungen hatten, daß ohne weiteres

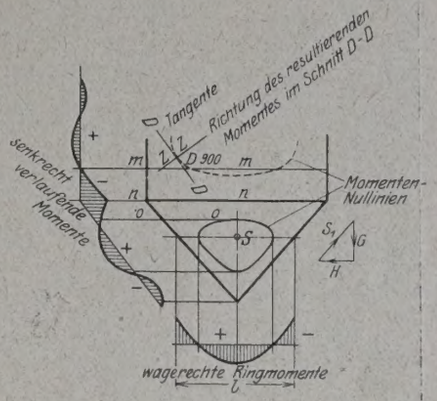


Abb. 6.

die übrigen Stützen zur Aufnahme der Kräfte nicht mit herangezogen werden konnten. Da sich die Schlammbehälter im obersten Teile befinden, mußte bei einem Mitschwingen des Gebäudes befürchtet werden, daß das Wasser die Schwingungen mitmacht und hierdurch die Kräfte noch bedeutend vergrößert werden. Um das Mitschwingen zu verhindern, mußte zu besonderen Maßnahmen gegriffen werden. Um möglichst viele Stützen heranzuziehen, wurden von den Fundamenten der schwingenden Maschinenteile weg wagerecht liegende kräftige Auskreuzungen eingebaut und vor allem darauf gesehen, die wagerechten Kräfte durch Auskreuzungen zwischen den Stützen in senkrechter Richtung in tieferen Geschossen aufzunehmen, wo die Stützen in senkrechter Richtung bereits genügend belastet und mehr durchgehende Decken vorhanden waren. Die Ausbildung der Kreuze war, um die Übertragungspunkte der Kräfte möglichst zu senken, derart, daß gerade nur die nötigen Durchgangshöhen frei gehalten wurden. In einem Falle wurde ein vertikales Kreuz zwischen zwei unmittelbar parallel nebeneinander laufende Schwungsiebe eingebaut.

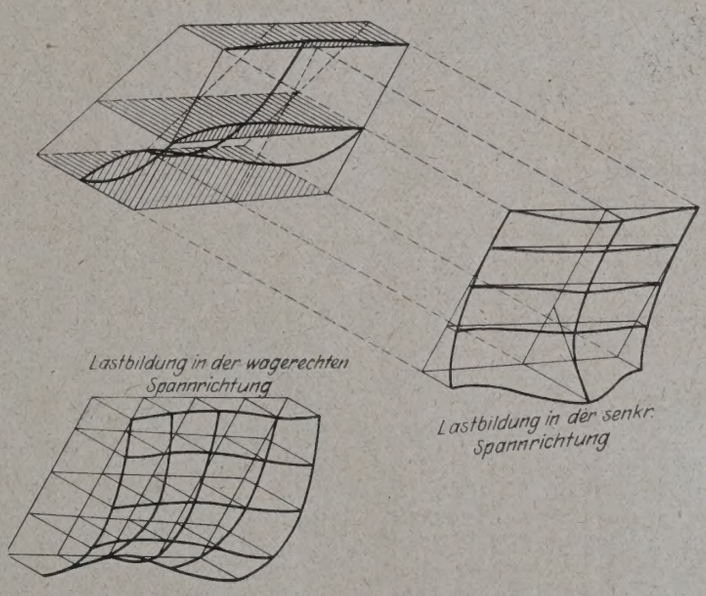


Abb. 5.

Aus den gleichen Gründen wurden auch die Frontwände durchweg massiv in Eisenbeton ausgeführt und haben durch die besondere Versteifung, die das Gebäude hierdurch erhielt, dazu beigetragen, daß der angestrebte Zweck voll erreicht wurde und das Gebäude nicht im geringsten mitschwingt.

Diese Auskreuzungen verwendete die Bauunternehmung Wolle zum ersten Male bei dem Bau einer Kokssiebereianlage während des Krieges für die gleiche Gewerkschaft. Vor und während dieses Baues wurde wegen der Art und

der Wirkungsweise der einzubauenden Maschinen die Möglichkeit eines Mitschwingens gar nicht ins Auge gefaßt. Beim Anlassen der Maschine zeigte es sich jedoch, daß wegen ihres ungleichmäßigen Ganges das Gebäude deutlich merkbare Seitenschwankungen mitmachte. Zur Abhilfe wurden Vertikalkreuze zwischen die Stützen eingebaut, die den gewünschten Erfolg hatten und das weitere Mitschwingen verhinderten. Bemerkenswert und erfreulich war die Tatsache, daß sich trotz des Mitschwingens während längerer Zeit nicht die geringsten Risse in den Eisenbetontragteilen zeigten.

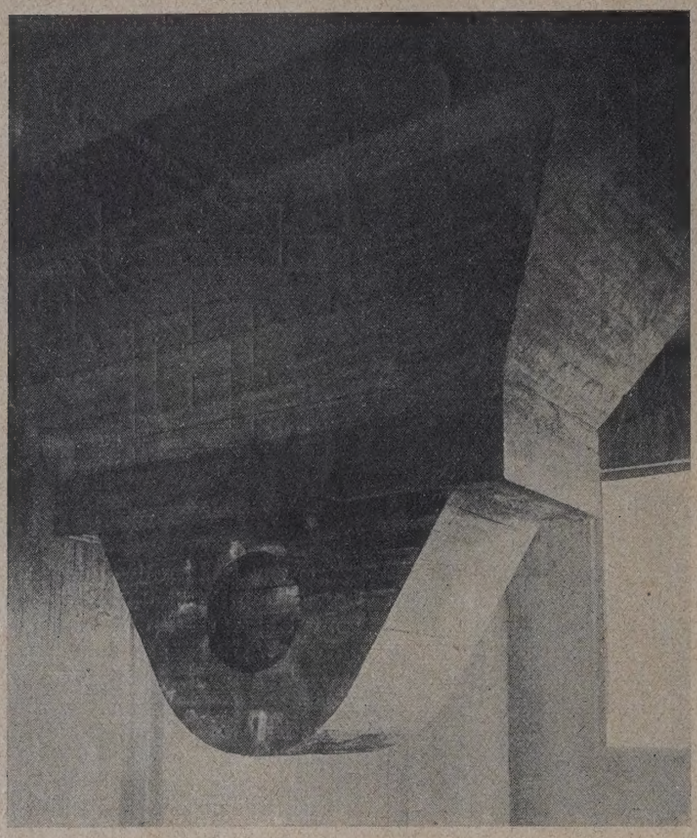


Abb. 7. Wäsche Schedewitz. Ansicht Becherwerksumpf.

Über den Gang der Berechnung der wichtigsten Tragteile sei kurz folgendes angeführt.

Der Berechnung der Siloböden und der Beurteilung der möglichen Lastbildungen wurden Ergebnisse aus bisher nicht veröffentlichten Arbeiten von Herrn Baurat R. Doorentz zugrunde gelegt. In dem hier zur Verfügung stehenden knappen Rahmen seien einige, ohne einer eingehenderen Veröffentlichung vorzugreifen, der Vollständigkeit halber angeführt.

Die Siloböden.

Wirken auf das Prisma Abb. 3 die Kräfte A, B, C, so müssen sie notwendigerweise im Gleichgewicht stehen und bilden das Krafteck Abb. 3a. Zerlegt man A und B in die Seitenkräfte $A_1 - A_2$ bezw. $B_1 - B_2$, so gehen A_1 und B_1 bezw. ihre Resultierende durch die Mitte der Seite C. Dann muß auch R_1 durch die Mitte von C und durch die Ecke des Prismas gehen.

Aus der Proportion $A_2 : B_2 = \frac{a}{2} : \frac{b}{2}$ folgt $\frac{A_2}{a} = \frac{B_2}{b}$. Weil das aber die spezifischen Scherspannungen sind, also $\tau_a = \frac{A_2}{a}$ bezw. $\tau_b = \frac{B_2}{b}$, so folgt $\tau_a = \tau_b$, d. h. die Scherspannungen in den beiden Ebenen sind gleich, bezw. ist $\tau_a = o$, so ist auch $\tau_b = o$ und es läuft $A_1 \parallel b$ bezw. $B_1 \parallel a$. Dann geht die Hypotenusenkraft C in ein Maximum über, und Punkt n gelangt nach m. Die Schnitte a und b sind konjugierte Hauptachsenschnitte und A_1, B_1, C_{max} sind Hauptspannungen.

In dem wagerechten Parallelschnitt ist $\tau_a = o$. Es ist mithin im vertikalen Schnitt τ_b ebenfalls $= o$.

Ferner ist (Abb. 4):

$$\sigma_1 = \gamma h = A_1;\ B_1 = \sigma_2 \operatorname{tg} \alpha;\ C_1 = \frac{\sigma_3}{\cos \alpha};\ C_2 = \frac{\tau_3}{\cos \alpha}$$

Weil τ_3 nicht größer als $\sigma_3 f$ werden kann (f = Reibungskoeffizient zwischen dem Füllmaterial und der Wandung),

$$\text{so ist } C_2 = \frac{\sigma_3 f.}{\cos \alpha}$$

Setzt man $\sum V = o$, so folgt:

$$o = -\sigma_1 + \frac{\sigma_3}{\cos \alpha} \cos \alpha + \frac{\sigma_3}{\cos \alpha} f \sin \alpha$$

oder

$$\sigma_3 = \frac{\sigma_1}{1 + f \operatorname{tg} \alpha} = \frac{\gamma h}{1 + f \operatorname{tg} \alpha} \quad \ldots\ldots\ldots (1$$

$$\tau_3 = \sigma_3 f \quad \ldots\ldots\ldots\ldots (2$$

Aus $\sum H = o$ folgt ferner

$$\sigma_2 = \sigma_3 \left(1 - \frac{f}{\operatorname{tg} \alpha}\right) \quad \ldots\ldots\ldots (3$$

Der in den 3 Gleichungen ausgesprochene ungünstigste Gleichgewichtszustand stellt sich jedesmalig nach dem erfolgten Abrutschen wieder ein. Während des Abrutschens selbst sinkt σ_3 wegen des Fehlens von σ_2. Sinngemäß läßt sich der Vorgang mit dem hydrostatischen und dem hydraulischen Druck, gemessen in einer Piezometerröhre, vergleichen. Hiernach konnten die Zellenbodendrücke unter Beachtung von Stoßwirkungen ermittelt werden.

In allen statischen Untersuchungen werden mangels der Möglichkeit, sie aus irgendwelchen Gründen restlos durchführen zu können, Annahmen gemacht. Diese Annahmen sind mehr oder minder zutreffend. Ihr Zweck ist jedoch in jedem Falle, der Wirklichkeit möglichst nahe zu kommen.

In sehr vielen Fällen, in denen eine umständliche Rechnungsdurchführung doch nur einen geringen Wert hat, weist das statische Gefühl in Verbindung mit gewissen Grenzwerten,

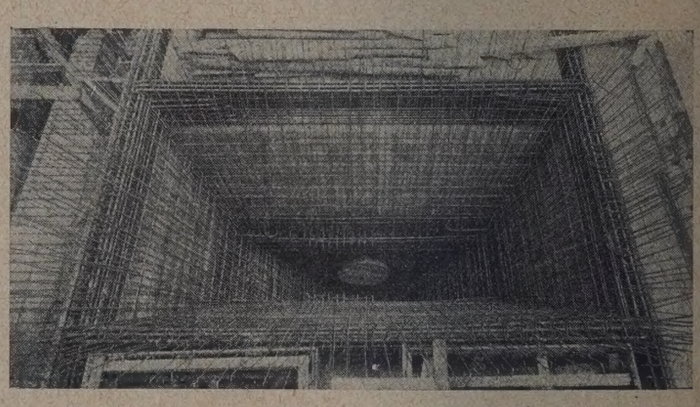


Abb. 9. Wäsche Schedewitz. Eisengeflecht Becherwerksumpf.

welche aus der Überlegung der Möglichkeit ihres Auftretens gewonnen werden können, praktisch gute und begehbare Wege. Fast ausnahmslos spielt die Aufgabe in die Statik der unbestimmten Systeme hinein.

Die Möglichkeit der Bildung innerer Spannungen hängt von der Möglichkeit der zugehörigen Formänderungen ab. Äußere Lasten, welche diese Spannungen hervorrufen, können

sich daher nur bilden, wenn diese Formänderungen möglich sind. Man kann diesen Vorgang als „Begriff der Lastbildung" bezeichnen. Zutreffende Annahmen als Grundlage der Berechnung zu machen, sind mit der Erfassung des Begriffes der Lastbildung eng verknüpft. In diesem Sinne ist aus verschiedenen Gründen auch im vorliegenden Falle verfahren. Die Lastverteilung in der Wandung und die daraus abzuleitenden vereinfachenden Belastungsannahmen gehen sehr deutlich aus Abb. 5 hervor.

Auf die Siloböden angewendet, ergab sich die Notwendigkeit ihrer Berechnung wie folgt:

1. Reinbewehrung für Biegungsmomente aus der anteiligen Belastung $\alpha\ \sigma_3$ und einer Spannweite l durch den Schwerpunkt S nach Abb. 6. Von S bis zur oberen Ecke bleibt diese Bewehrung gleich. Von S nach unten paßt sie sich den Längen bis zu einem bestimmten Mindestquerschnitt an. Dabei Berücksichtigung des wagerechten Zuges in der Wand. Ferner ev. obere wagerechte Bewehrung für negative und aus den Seitentaschen anteilig übertragene Momente.

2. Hängebewehrung für Biegungsmomente aus der anteiligen Belastung $\beta\ \sigma_3$ und den zugehörigen Zugkräften S_1 aus dem Gewicht des angehängten Bodens. Die Werte α u. β berücksichtigen die Lastverteilung in der Platte.

3. Wegen der Konsolwirkung von m bis o erfolgte die Berechnung der wagerechten Wandbewehrung nach den in m wirkenden Drücken. Von m bis n bleibt die wagerechte Wandbewehrung gleich. Von m nach oben paßt sie sich den abnehmenden Drücken an.

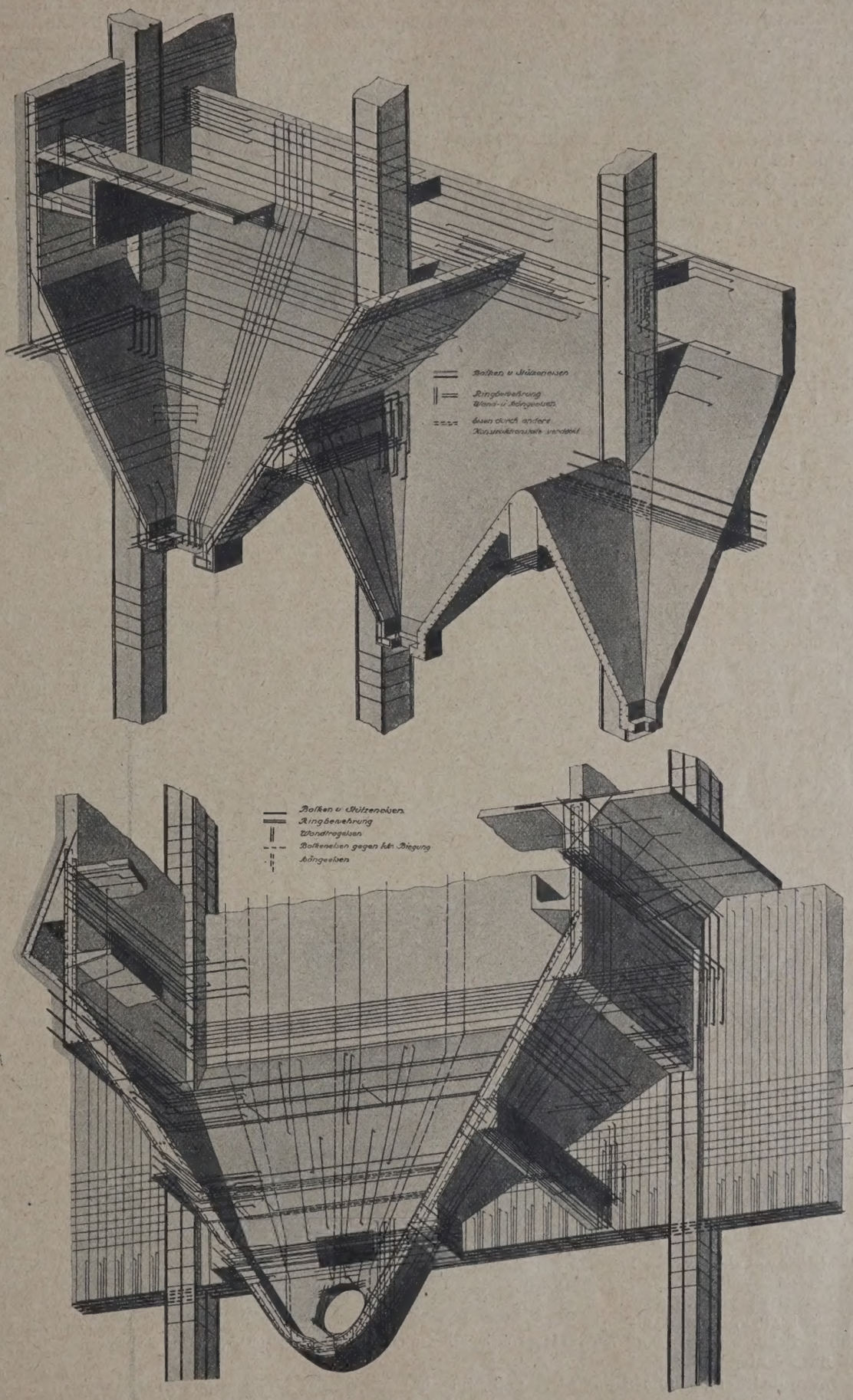


Abb. 8. Wäsche Schedewitz. Bewehrungsschemata für Klär- und Becherwerksumpf.

4. Da Dichtigkeit der Zellen gefordert war, ist eine Kontrollrechnung für die Betonstärkenbemessung durchgeführt worden, welche von der Zugfestigkeit des Betons ausgeht. Mit Rücksicht auf die Lage der Nullinie im ungerissenen Querschnitt ist das Widerstandsmoment annähernd

$$W = \frac{1\,d^2}{5}$$

und hieraus:

$$d = \sqrt{\frac{M \cdot 5}{\sigma}}$$

(M in mt, d in m)

mit

$\sigma = 150 \div 200$ t/qm

ist:

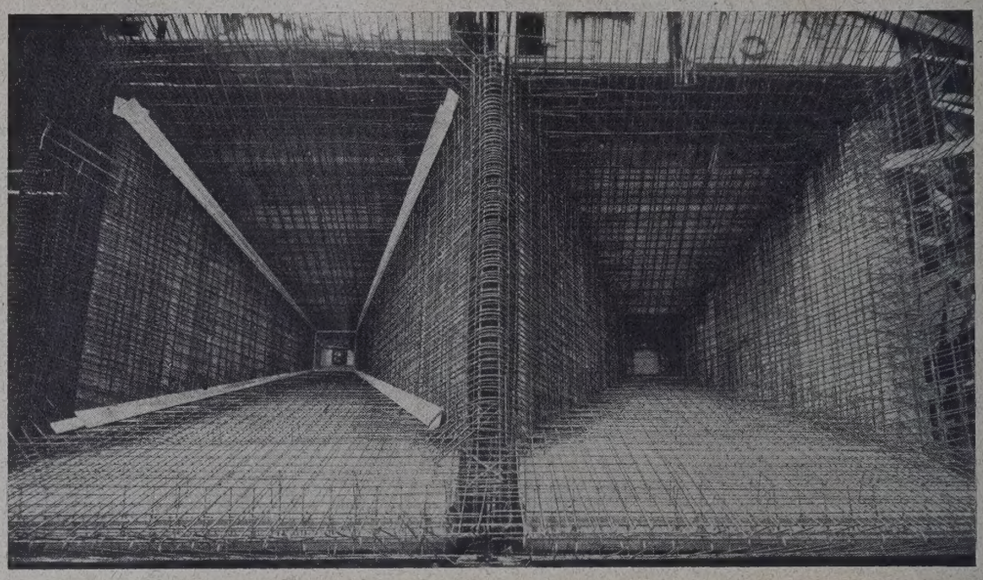


Abb. 10. Wäsche Schedewitz. Eisengeflecht, Klärspitzen.

$$d = \sqrt{\frac{5}{15} \cdot M} = 0{,}58 \cdot \sqrt{M} \quad \text{bis} \quad d = \sqrt{\frac{5}{20} \cdot M} = 0{,}5 \cdot \sqrt{M}\,.$$

5. Alle gebogenen und gezogenen Querschnitte wurden einmal für den ungerissenen und außerdem für den gerissenen Zustand untersucht.

Der freihängende Becherwerksumpf (siehe Abb. 7) gibt ein anschauliches Bild der Gestaltungsfähigkeit des Betons. Die Durchbildung verursachte größere Schwierigkeiten aus dem Grunde, weil die zwei Stützenfelder unter dem Sumpfe freibleiben mußten, also lotrechte Zwischenabstützungen ausgeschlossen schienen. Der Becherwerksumpf hat eine obere Weite von 9/6 m bei einer Tiefe von 9 m und eine Gesamtlast von 365 t, welche in 3 m hohe Silowände gehängt wird. In drei Höhenlagen sind Balkenkränze angeordnet.

In ganz hervorragender Weise trifft für diesen Bauteil und auch für die Klärsümpfe das bei der Zellenberechnung über Lastbildung und Erfassung der Aktionen Gesagte zu. Das Becherwerk selbst stützt sich im Innern auf Konsole, die aus den Wänden bezw. dem untersten Balkenkranze auskragen. Die Silowände tragen nach zwei Spannrichtungen, einmal als kontinuierliche Platten von oben nach unten über drei Felder, wobei angenommen wurde, daß im untersten zylindrischen Teile wegen der Formung nach der Seillinie Momente nicht auftreten, das andere Mal in wagerechter Richtung in siloartiger Weise. Bei der Berechnung der kontinuierlichen Platte wurden alle Zustände der Füllung berücksichtigt.

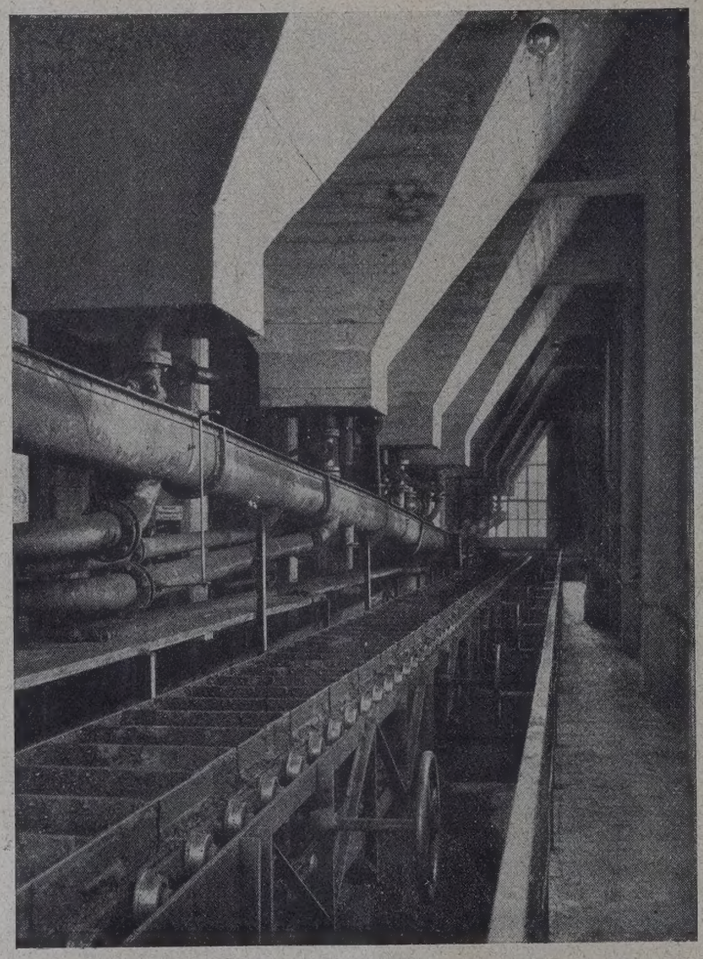


Abb. 11. Wäsche Schedewitz. Abzug des Schlammes, Füllung der Bunker.

Der unterste Balkenkranz ist nur seitlich beansprucht und dementsprechend als geschlossener Rahmen ausgebildet. In gleicher Weise der mittlere Rahmen, der aber auch senkrechte Lasten aufnehmen muß und diese auf die benachbarte Silowand der Nußkohlentaschen und die nach unten verlängerte Becherwerkssumpfwand überträgt. Bei der Berechnung der Balken für die senkrechten Lasten wurde das aufzunehmende Moment deduktiv aus der allgemeinen Durchbiegungsformel auf Grund der Überlegung ermittelt, daß auf Platte und Balken an der gleichen Stelle die gleiche Durchbiegung eintreten muß. Der oberste Balkenkranz ist auch gegen Seitendrücke bewehrt, die Ausbildung zur Aufnahme der senkrechten Lasten erfolgte in der gewöhnlichen Weise. Die Umlaufrinnen, die Abschlußdecke und der anschließende Pumpensumpf mit der komplizierten Rinnenanlage in gleicher Höhe werfen auf die große Anpassungsfähigkeit des Betons ein besonderes Licht.

Wegen ihrer Ausbildung verdient noch die Kläranlage besondere Erwähnung.

Die Klärbehälter sind im untersten Teile siloartig ausgebildet. Hiervon macht nur die I. Zelle wegen der zwischengespannten Schrägwand eine Ausnahme. Bei Füllung der Zelle I erfolgt die Aufnahme der auftretenden Kräfte wie in einem Silotrichter vom Auslauf bis an die Oberkante Schrägwand. Bei Füllung der Zelle II jedoch spannt die Schrägwand zwischen die beiden Längswände und kragt aus dem Trennbalken zwischen den beiden Zellen aus. Die Längswände und auch die Silowand, aus der die Schrägwand auskragt, erhalten wegen der Einspannung Zusatzmomente. Die lotrecht hochgehenden Wände wurden als kontinuierliche Platten in horizontaler Richtung zwischen die Stützen bezw. zwischen die aus den

Stützen vorstehenden Kragbänder gespannt. Die schrägen Zwischenstücke zwischen den Trichtern und den lotrechten Wänden wurden teils zwischen beide eingespannt, teils aus letztgenannten ausgekragt gerechnet. Hierbei wurden in allen beteiligten Tragteilen die auftretenden Zusatzmomente berücksichtigt. Der Balken unter der Schrägwand am Zusammenschluß der Zellen I und II ist nur aus Sicherheitsgründen ausgebildet. Er wäre eigentlich entbehrlich, da je nach Art der Füllung die einzelnen Silowände wegen der spreizenförmigen Ausbildung tragend wirken. Die Balken unter den hochgehenden Wänden sind auf senkrechte und wegen der auskragenden Wandteile auf seitliche Biegung beansprucht. Die schrägen Abschlußwände sind in diesem Falle mit als Balken aufgefaßt worden. Die Konsolbänder aus den Stützen mußten wegen der geforderten Zirkulationsmöglichkeit des Schlammes in besonderer Weise ausgeführt werden (Abb. 8).

Abb. 9 zeigt das Eisengeflecht des Becherwerksumpfes, Abb. 10 dasjenige der Klärspitzen. Abb. 8 gibt das Bewehrungsschema der Klärsumpfe und des Becherwerksumpfes. Wegen der vielen Lagen Eisen übereinander, im Becherwerke fast durchwegs 6 Eiseneinlagen in den Wänden, war das Flechten dieser beiden Bauteile besonders schwierig.

Die Füllung der Klärspitzen ging unter Beachtung der Fortpflanzungsmöglichkeit der Momente sehr sorgfältig vor sich; sie war in 14 Tagen beendet.

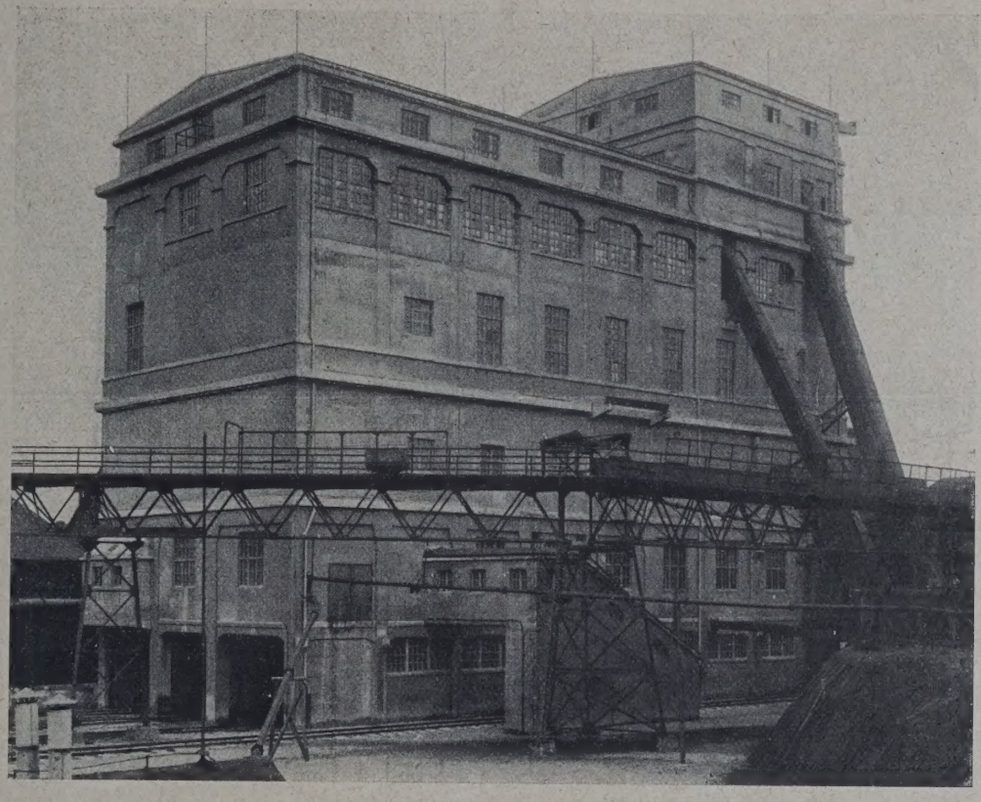


Abb. 12. Wäsche Schedewitz. Ansicht.

Der ganze Bau wurde im Betongußverfahren hergestellt. Der Kleinheit der Grundfläche entsprechend mußte die ganze Rinnenanlage nach unten abgestützt werden.

Die vorgeschriebene Bauzeit war wegen der schnellen Inbetriebnahme der Wäsche sehr kurz bemessen, so daß vorgesehen war, in zwei Schichten zu arbeiten, doch konnte dies hauptsächlich wegen des Widerstandes, welchen die Arbeiter diesem Vorhaben entgegensetzten, nicht durchgeführt werden. Drei Monate nach Baubeginn wurde bereits mit dem Aufstellen der Eisenkonstruktion für die schweren Setzmaschinen begonnen, der Bau war trotz verschiedener größerer und kleinerer Streiks in 6 Monaten fertiggestellt. Abb. 11 zeigt den Abzug aus den fertigen Klärspitzen, Abb. 12 ist ein Bild von dem fertigen Bauwerk.

Die Maschinenanlage für die Wäsche lieferte die „Maschinenfabrik Baum, A.-G., Herne". Die Ausarbeitung des Entwurfes sowie die gesamte Bauleitung lag in den Händen des Architekten Th. H. Schmidt, Zwickau.

Bei der Ausbildung der Ansichtsflächen war maßgebend: Betonung der Struktur der Eisenbetonbauweise und gute Massenverteilung, insbesondere aber eine günstige Wirkung des weithin sichtbaren Bauwerkes im Stadtbilde.

Über die Wirkung der Wäsche ist kurz folgendes zu sagen:

Der Gesamtkraftbedarf beträgt 345 PS.

Die Anlage ist imstande, ohne Anstrengung bei dauerndem Betrieb stündlich 190 t Rohkohle zu verarbeiten. Alle Behälter, Spitzkästen, Sümpfe usw. sowie auch alle Ausrüstungen sind so bemessen, daß ein reibungsloser Verladebetrieb von 2 × 8 Stunden möglich ist.

Das Beladen eines Eisenbahnwagens dauert etwa 3 Minuten, zur Bedienung sind dabei nur zwei Mann, einer an der Wage, der andere am Eisenbahnwagen, nötig. Für den dauernden Betrieb sind in der Wäsche nur 5 Männer erforderlich. Gegenüber der bis zum Jahre 1919 im Betrieb gestandenen alten Wäsche hat die neuerbaute ganz bedeutende Vorteile: der übersichtliche und zusammengefaßte Betrieb, die Möglichkeit, die doppelte Menge Kohle wie in der alten Wäsche bei kleinerem Kraftbedarf zu verwaschen, und vor allem das reinere Auswaschen.

Der Aschegehalt der Kokskohle ist von etwa 15 auf 6 vH gesunken.

Das gesamte Material, das zum Rätter kommt, kann gewaschen werden, während früher das Überkorn noch einmal zur Trockensortierung zurück mußte. Außerdem wird durch reines Auswaschen der Berge der Waschverlust auf das denkbar geringste Maß herabgedrückt, während bei der alten Wäsche ein nicht unbedeutender Teil der Kohle mit in die Waschberge gelangte, somit verloren war.

An diesem Beispiel aus dem Steinkohlenbergbau, im besonderen nach den letztgenannten Angaben ist wohl ohne weiteres erkenntlich, daß durch den Neubau in diesem Werke die Kohlenerzeugung ganz gewaltig gebessert wurde; und da dieses Werk zu den größten des Zwickau-Oelsnitzer Steinkohlenreviers gezählt wird, ist durch diesen einen Bau schon die Kohlenwirtschaft im mitteldeutschen Steinkohlengebiete rationeller geworden.

(Schluß folgt.)

DER BAU DER ELF ÖSTLICHEN ÖFFNUNGEN DES GEULTALVIADUKTES DURCH DIE GUTEHOFFNUNGSHÜTTE, A.-V. FÜR BERGBAU UND HÜTTENBETRIEB, ABTEILUNG BRÜCKENBAU.

(Schluß von Seite 299.)

Gustavsburg benutzte für die Montage sämtlicher Überbauten eiserne Rüstungen, während die Gutehoffnungshütte verschiedene Verfahren anwendete. Die für die Bauarbeiten der Gutehoffnungshütte bestimmten Transporte erfolgten auf der soweit fertigen Neubaustrecke selbst bis in die Nähe des östlichen, nach Deutschland zu gelegenen Widerlagers. Dementsprechend mußte der Bau von diesem aus beginnen und nach Westen fortgesetzt werden. Da von der Auftragserteilung bis zum Beginn der Aufstellungsarbeiten der Eisenkonstruktion genügend Zeit und die Höhe über dem Gelände hier noch gering war, wurde in Aussicht genommen, die ersten beiden auf das östliche Widerlager folgenden Öffnungen, 22—21 und 21—20, mit Holz einzurüsten und die Überbauten somit auf durchgehender Rüstung aufzustellen. Die folgenden 6 Überbauten zwischen den Pfeilern 20 und 14, deren Unterkante im Durchschnitt in der beträchtlichen Höhe von rd. 42 m über Gelände liegt, sollten freitragend vorgebaut werden. Die Bauteile für die letzten drei der Gutehoffnungshütte zugefallenen Überbauten 11—12, 12—13, 13—14 konnte schon zweckmäßiger auf dem in Öffnung 9—10 führenden Gustavsburger Anschlußgleis herangeschafft, von dem von der MAN am Pfeiler 10 errichteten Aufzugskran gehoben und über den inzwischen fertiggestellten Gustavsburger Überbau 10—11 fort zur Einbaustelle zwischen den Pfeilern 11 und 14 geschafft werden. Auf diese Weise wurde es möglich, gleichzeitig an mehreren Überbauten zu arbeiten und den Bau zu beschleunigen. Hatte nach Fertigstellung der Überbauten 11—14 der freie Vorbau den Pfeiler 15 noch nicht erreicht, so sollte auch Öffnung 14—15 eingerüstet werden, und zwar der größeren Höhe wegen in Eisen, während die weniger hoch über Gelände gelegenen Öffnungen 11—12, 12—13 und 13—14 Holzrüstungen erhielten (Abb. 9).

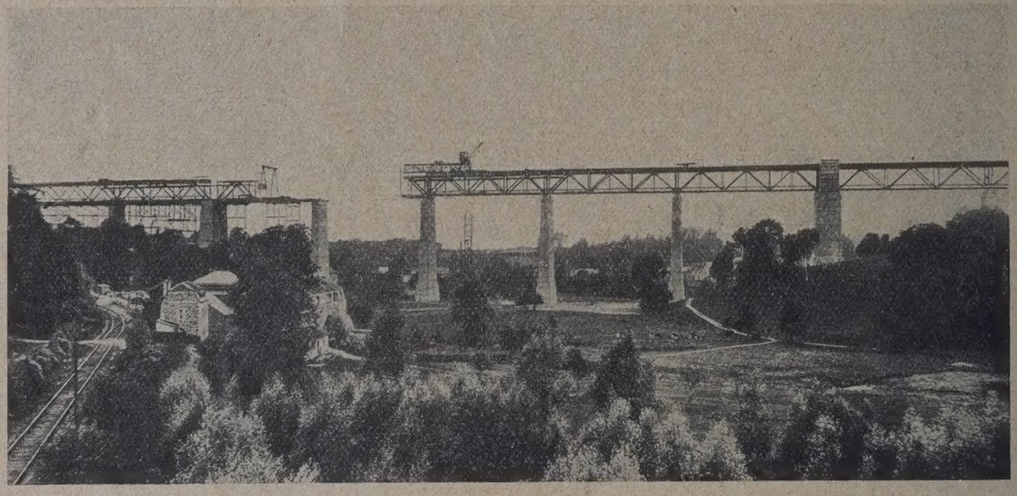


Abb. 9. Freier Vorbau der Öffnung mit Rüstung. Bau der Öffnung.

Die Rüstungen und die Aufstellung der Überbauten für die Öffnungen 20—21 und 21—22 bieten nichts besonders Bemerkenswertes (Abb. 10). Nachdem der Überbau 20—21 nebst der Fahrbahn aufgestellt war, wurde auf die Fahrbahn des Überbaues 20—21 eine fahrbare Aufstellungsbrücke gesetzt, welche um etwas mehr als eine Feldlänge auskragte. Auf der Aufstellungsbrücke lief ein fahrbarer Dampfdrehkran von 6 t Tragfähigkeit. Auf ihrem vorderen auskragenden Ende befand sich seitlich der Hauptträger eine Hängerüstung, welche eine quer unter dem Hauptüberbau durchgehende Arbeitsbühne trug (Abb. 11).

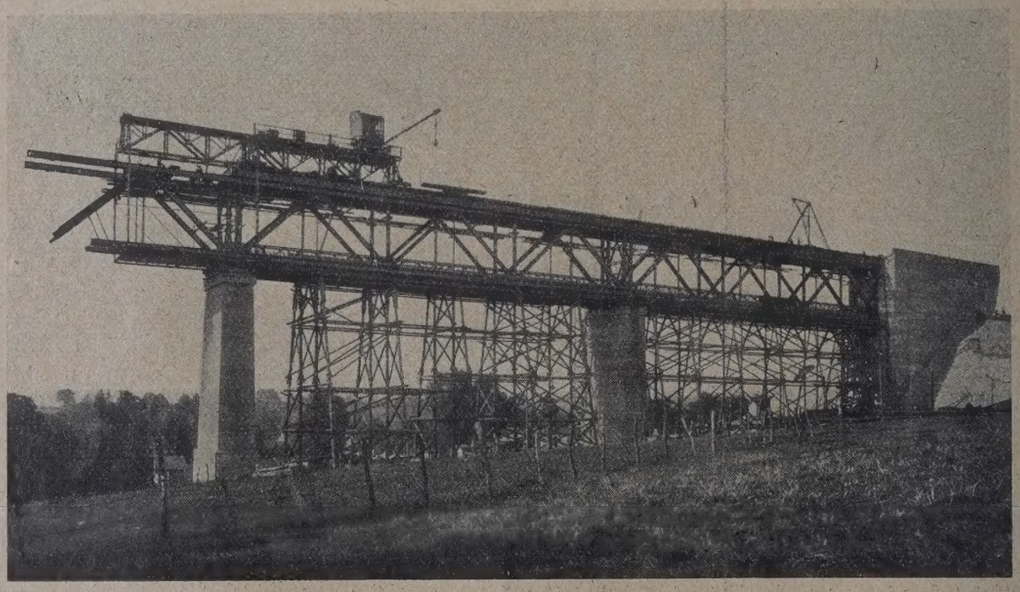


Abb. 10. Öffnungen 20 — 21 und 21 — 22 eingerüstet. Freier Vorbau der Öffnung 19 — 20.

Von der Aufstellungsbrücke aus wurde nun zunächst der Endpfosten $\bigcirc - \otimes$ nebst dem Auflager auf Pfeiler 20 errichtet. Sodann wurde der erste Untergurtstab an die Endknotenbleche angeschlossen und sofort zug- und druckfest mittels des Verbindungsstückes V_1 mit dem Untergurtknoten des vorhergehenden Überbaues verbunden. Hierauf wurde die erste

Strebe an die Untergurtknotenbleche angelegt und durch den Hilfsstab H_1 an dem Endpfosten der Öffnung 20—21 verankert. Nachdem noch der Pfosten des neuen Feldes eingebaut war, wurde schließlich der erste Obergurtstab eingebaut und mit dem Obergurtendknoten der vorhergehenden Öffnung durch Verbindungsstücke V_2 zug- und druckfest verbunden. Hierdurch war der neu aufzustellende Überbau biegungsfest mit dem benachbarten verbunden und dieser konnte als Ankerarm für den weiteren Vorbau dienen (Abb. 12). Das hintere Ende der Aufstellungsbrücke war währenddessen an dem vorhergehenden Überbau verankert. Nachdem der in Abb. 12 dargestellte Zustand erreicht war, wurde die Aufstellungsbrücke vorgerückt und das nächste Feld eingebaut (Abb. 13). Hiermit wurde in ähnlicher Weise fortgefahren, bis mit dem Einbau von 4 Feldern einerseits die zulässige Beanspruchung der ersten Gurtstücke und der Verbindungsstücke über den Pfeilern erreicht, anderseits aber auch die Senkung des freien Endes so groß geworden war, daß bei weiterer Fortsetzung des freien Vorbaues das Trägerende den Pfeilerkopf nicht erreicht hätte.

Inzwischen war daher unterhalb des Knotens 2 ein leichter eiserner Gerüstpfeiler errichtet, auf dem der Überbau durch hydraulische Pressen unterstützt wurde. Durch diese wurde zunächst die Durchbiegung behoben und dann der Überbau auf Holzstapel abgesetzt (Abb. 14). Nach weiterem Vorrücken der Aufstellungsbrücke wurde in gleicher Weise mit dem Vorbau fortgefahren, bis der nächste Pfeiler erreicht war. Die Holzstapel wurden dann durch Anheben der Pressen auf dem Hilfspfeiler entlastet und, nach dem sie entfernt waren, der Überbau durch Nachlassen der Pressen auf dem Pfeiler gleich auf die endgültigen Ablager abgesetzt (Abb. 15, 16). In gleicher Weise wurde dann jedesmal die folgende Öffnung eingebaut, wobei die zuletzt fertiggestellte als Hintergewicht zu dienen hatte. Der Hilfspfeiler wurde nach dem Absetzen des Überbaues auf die Auflager sofort abgebaut und konnte so in der nächsten Öffnung bereits wieder benutzt werden.

Die Verbindungen zum zug- und druckfesten Anschluß des neuen an den alten Überbau (Abb. 17) bestanden im Obergurt aus genieteten ⊐-förmigen Stücken, welche von außen und innen gegen die Knotenbleche des Endknotens und die Gurtstegbleche gelegt wurden. Im Untergurt konnten diese Verbindungen in Rücksicht auf spätere Anschlüsse zunächst noch nicht angebracht werden; sie wurden daher vorläufig durch 2 über Kreuz gestellte Winkeleisen ersetzt, die an die beiderseitigen Windknotenbleche angeschlossen wurden. Bei den in den Kurven liegenden Überbauten waren die Verbindungsstücke entsprechend dem Tangentenwinkel etwas abgeknickt. Derartige Gurtverbindungen wurden angewendet über den Pfeilern 15, 17, 18, 20 und 21.

Abweichend hiervon war die Verbindung über dem Pfeiler 16 ausgebildet. Der Endpunkt des Bogens liegt auf dem Überbau 15—16. Da infolgedessen von diesem etwa $^3/_5$ in die Gerade, $^2/_5$ in die Kurve fallen, war seine Achse in die Gerade gelegt worden. Auf Pfeiler 16 mußten daher die Achsen der Überbauten 15 — 16 und 16 — 17 und damit auch diejenigen der Gurte und die Stegbleche um 52 mm gegeneinander verschoben werden. Infolgedessen konnte die obenbeschriebene einfache Konstruktion, bei welcher die Stegbleche unmittelbar miteinander in Verbindung gebracht wurden, hier nicht angewendet werden. Zur Herstellung der Verbindung wurden daher hier im Obergurt die Windknotenbleche der Endknoten an der Außenseite der Gurte herausgezogen und die beiden benachbarten Bleche beiderseits der Gurtstücke durch darüber- und daruntergelegte Flacheisen- verbunden. An der Unterseite deren Obergurte wurden an den Gurtwinkeln und von innen auf die Gurtstegbleche gelegten ⌐ 130 . 16 Querbleche befestigt, welche beiderseits des Gurtes überstanden. Diese wurden dann neben dem Gurtstab durch je 2 ⌐ 130 . 16 verbunden (Abbildung 18).

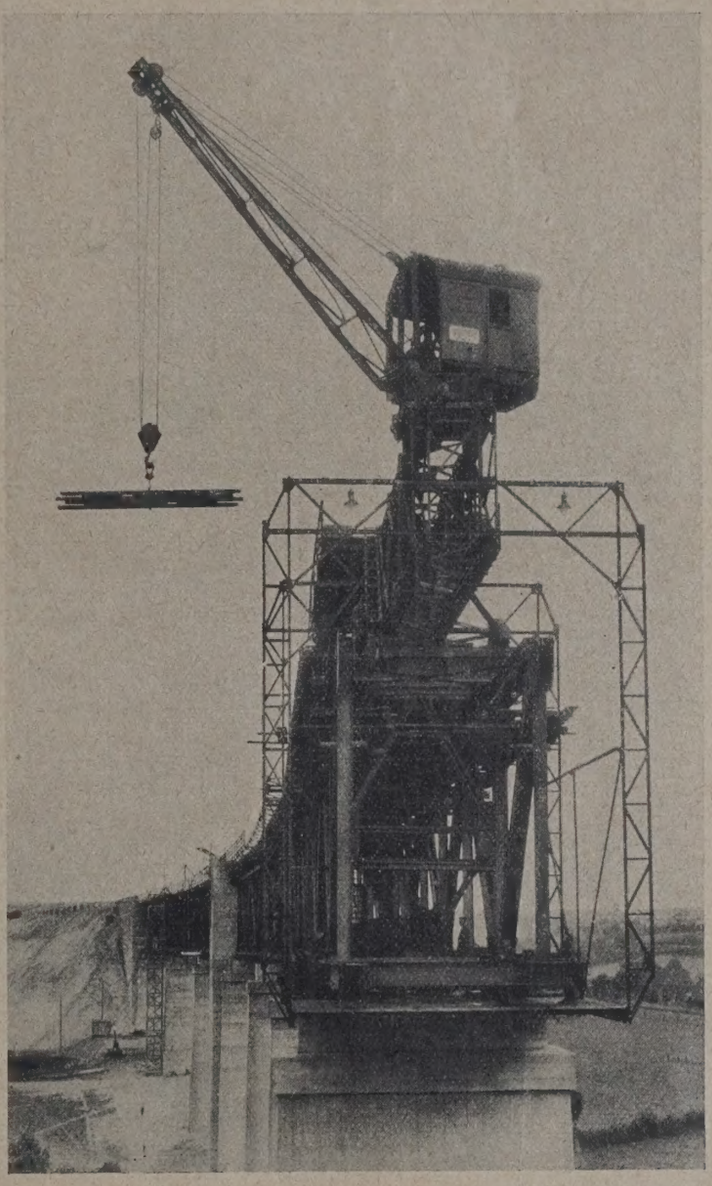


Abb. 11. Kran und Aufstellungsbrücke mit Hängerüstung.

Im Untergurt mußte, entsprechend der herrschenden Druckkraft, die Verbindung knicksicher ausgestaltet werden. Die vier im Obergurt seitlich heraus gezogenen Windknotenbleche der Endknoten wurden daher hier nicht durch Facheisen, sondern durch ⊐-förmig genietete Stücke, welche von oben und von unten gegen die Windknotenbleche gelegt wurden, verbunden (Abb. 18e). Des besseren Anschlusses wegen wurden die Windknotenbleche mit den Gurtstücken noch durch von innen gegen die Hauptträgerknotenbleche gelegte ⌐ 130 . 16 verbunden.

Zur Verbindung der Oberseiten der Untergurtstücke wurden neben den Knotenblechen der Hauptträger auf die oberen Untergurtwinkel ⊐-förmige Querstücke gelegt, welche aus 20 mm starken Blechen von 1000 mm Höhe mit aufgenieteten ⌐160 . 90 . 10- bestanden, die ebenfalls noch mit besonderen ⌐130 . 16 an die Gurtstegbleche angeschlossen waren und seitlich beiderseits über die Gurtstäbe hinausragten. Die überragenden Enden wurden dann durch je 2 ⌐150 . 16 verbunden; diese waren an der Innenseite der Gurte, da sie über die Quer-

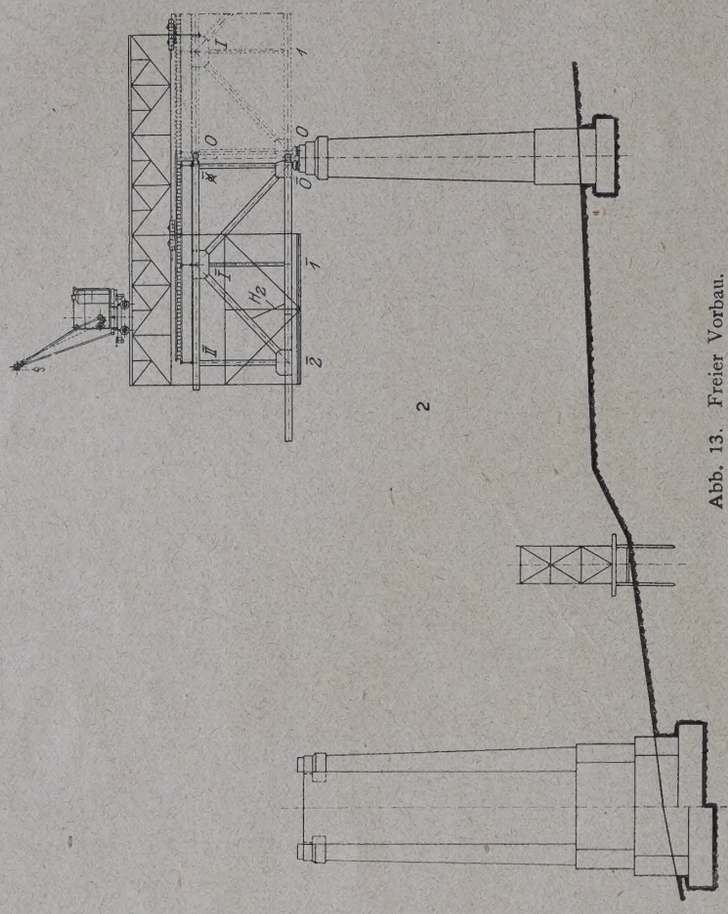


Abb. 13. Freier Vorbau.

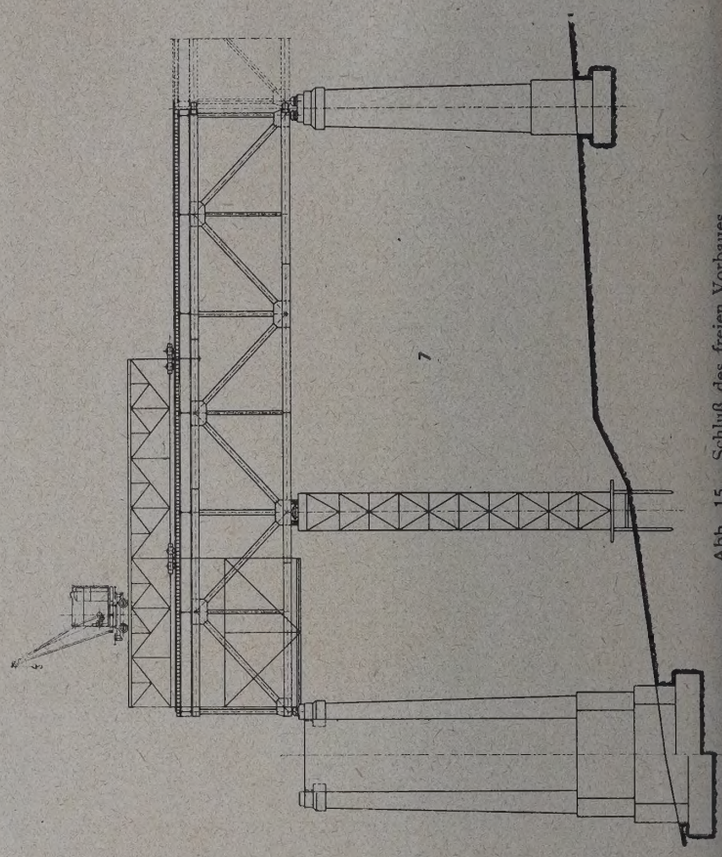


Abb. 15. Schluß des freien Vorbaues.

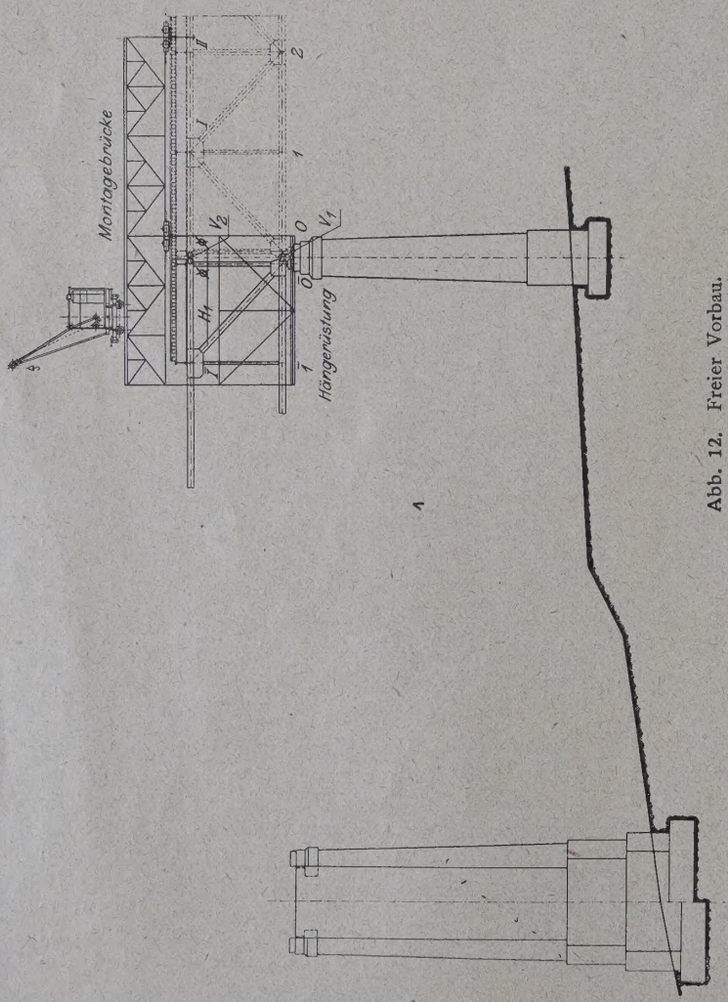


Abb. 12. Freier Vorbau.

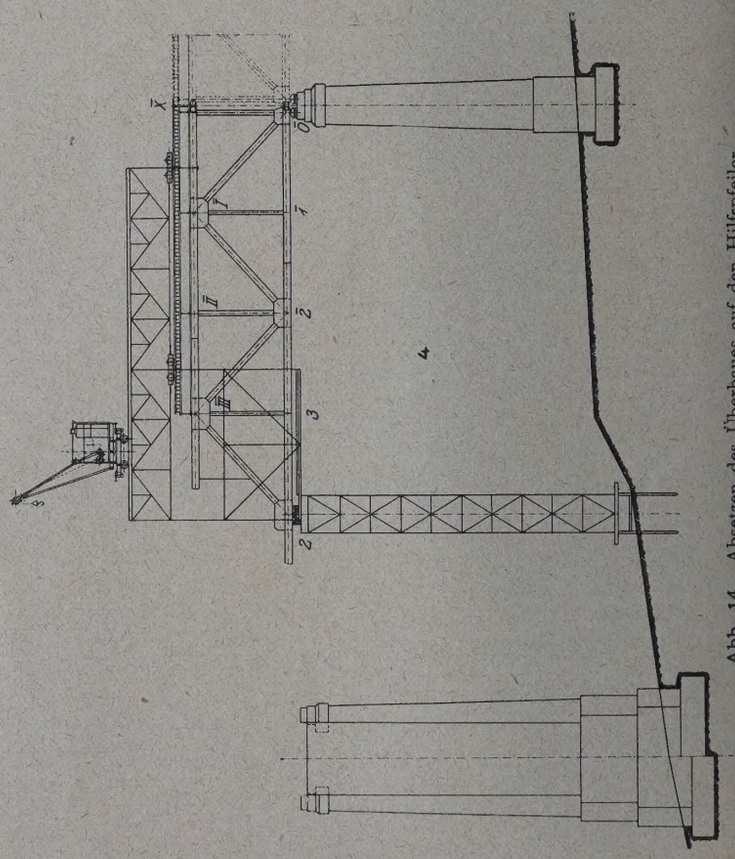


Abb. 14. Absetzen des Überbaues auf den Hilfspfeiler.

riegel fortgehen mußten und durch diese anderseits gegen Knicken versteift waren, zu einem ⊥ - Querschnitt zusammengefaßt, während sie außen zur Erzielung besserer Knicksicherheit über Kreuz gestellt wurden (Abb. 18 f).

Während an den Zwischenpfeilern, auf denen die benachbarten Auflager im Mittel nur etwa 1 m voneinander entfernt waren, die beschriebenen einfachen Verbindungen genügten, mußten über dem Gruppenpfeiler 19, an dem jener Abstand 7 m betrug, für den freien Vorbau besondere Vorkehrungen getroffen werden (Abb. 19). Die Gurtverbindungen bestanden hier aus regelrechten Stäben, welche zwischen den Endknoten ausgespannt wurden. Die Ausladung der Kranbrücke, welche an den Zwischenpfeilern zum Einbau des ersten neuen Feldes genügte, wenn die Kranbrücke auf dem fertigen Überbau stand, reichte hier nicht aus; es mußte vielmehr erst der zwischen beiden Überbauten liegende eingehängte Fahrbahnträger eingebracht werden, ehe die Kranbrücke genügend weit vorgefahren und das neue Feld fertiggebaut werden konnte. Die Aufstellung gestaltete sich demnach hier folgendermaßen: Die Kranbrücke wurde zunächst in Stellung I (Abb. 19) gebracht. Von dieser aus wurden aufgebracht das Auflager, die Endpfosten mit ihren Hauptträger- und Windknotenblechen und der Hilfsstab H, welcher an dem bestehenden Endpfosten befestigt wurde und zur Abstützung des neuen diente. Ferner wurden die unteren Windknotenbleche an dem in den Pfeiler einbetonierten Bremsbock verankert. Hierauf wurde auf das Pfeilermauerwerk ein Holzgerüst gesetzt, auf welches in der Querrichtung zwei miteinander gekuppelte normale Schwellenträger der Brücke gelegt wurden, welche 4 längsliegende I NP. 50 trugen. Auf diesen wurden mittels Holzzwischenlagen vorläufig die Zwischenschwellenträger gelagert. Nachdem auf diesen noch der Oberbau vorgestreckt war, konnte die Kranbrücke in die in Abb. 19 punktiert eingezeichnete Stellung II vorgerückt werden. Von dieser aus wurden dann zunächst die Strebe mit ihrem oberen Knotenbleche, welche sofort an den Hilfsstab angeschlossen wurde, und der Obergurtstab eingebaut. Dieser wurde durch den Hilfsobergurtstab an den Überbau 19 bis 20 angeschlossen und somit das ganze neu eingebaute Dreieck $\overline{o} - \overline{\otimes} - \overline{I}$ festgehalten.

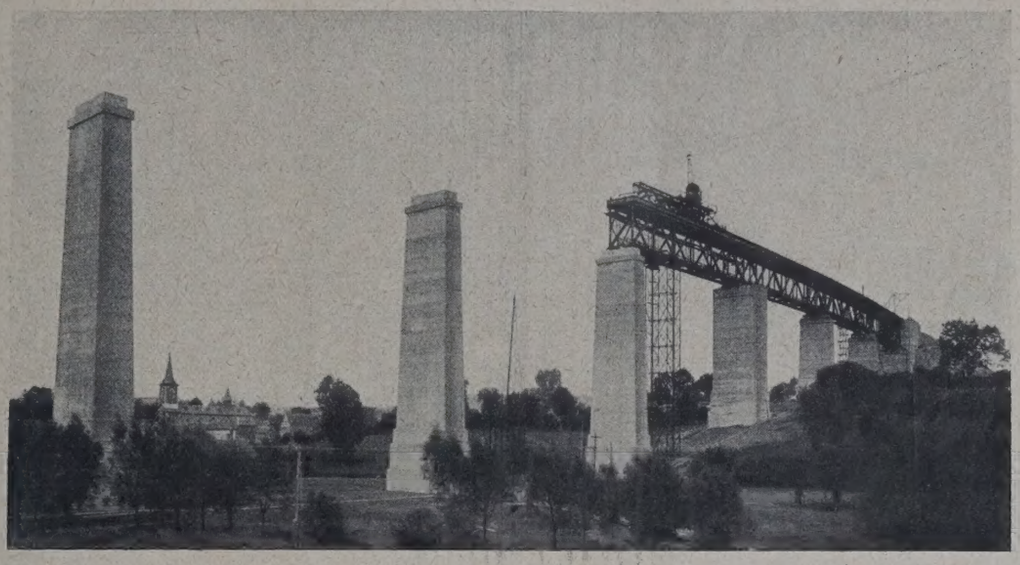


Abb. 16. Eiserner Hilfspfeiler. Überbau fertig montiert.

Nachdem noch im Obergurt der Windverband verlegt war, wurden der Pfosten $\overline{1} - \overline{I}$ und der Untergurtstab eingebaut. Letzterer wurde mittels des Hilfsuntergurtstabes U' an den Überbau 19—20 angeschlossen und dann der Untergurtwindverband eingezogen. Nunmehr wurden im Felde $\overline{\otimes} - \overline{I}$ die Schwellenträger und der Oberbau verlegt. Zur Entlastung der eingehängten Schwellenträger $\overline{\otimes} - \overline{\otimes}$ wurde jetzt die Kranbrücke in die Stellung I zurückgefahren, jene auf ihre endgültigen Lager auf den Konsolen des Endquerträgers abgesetzt und nunmehr der Vorbau in der gewöhnlichen Weise fortgeführt.

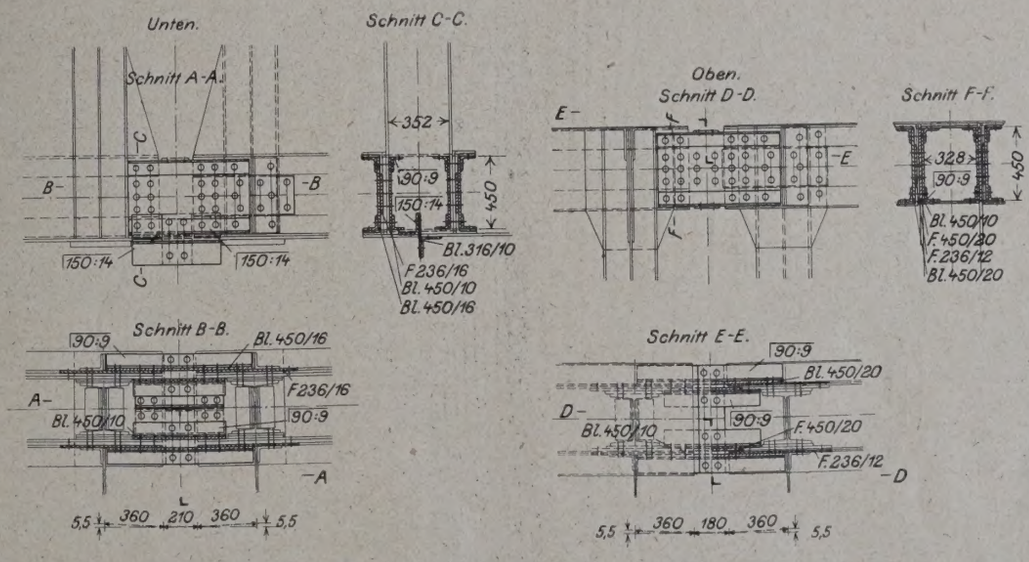


Abb. 17. Gurtverbindungen für den freien Vorbau.

Die Verankerung des neuen Untergurtknotens am Bremsbock (Abb. 20) erfolgte durch ein ⊥-Profil, welches an die zu diesem Zwecke herausgezogenen Eckknotenbleche angenietet wurde. Um jedoch eine Lockerung des Bockes im Mauerwerk zu verhüten, wurde die Verankerung auf der anderen Seite zum fertigen Überbau fortgeführt.

Der Untergurthilfsstab U' (Abb. 21) bestand aus vier genieteten ⊐-Profilen, welche seitlich an die Endknotenbleche angeschlossen und durch Flacheisenvergitterung miteinander verbunden waren.

Der Obergurthilfsstab O (Abb. 22) konnte nicht von vornherein in richtiger Höhe verlegt werden, da die auf den oben erwähnten INP 50 liegenden Querhölzer zur vorläufigen

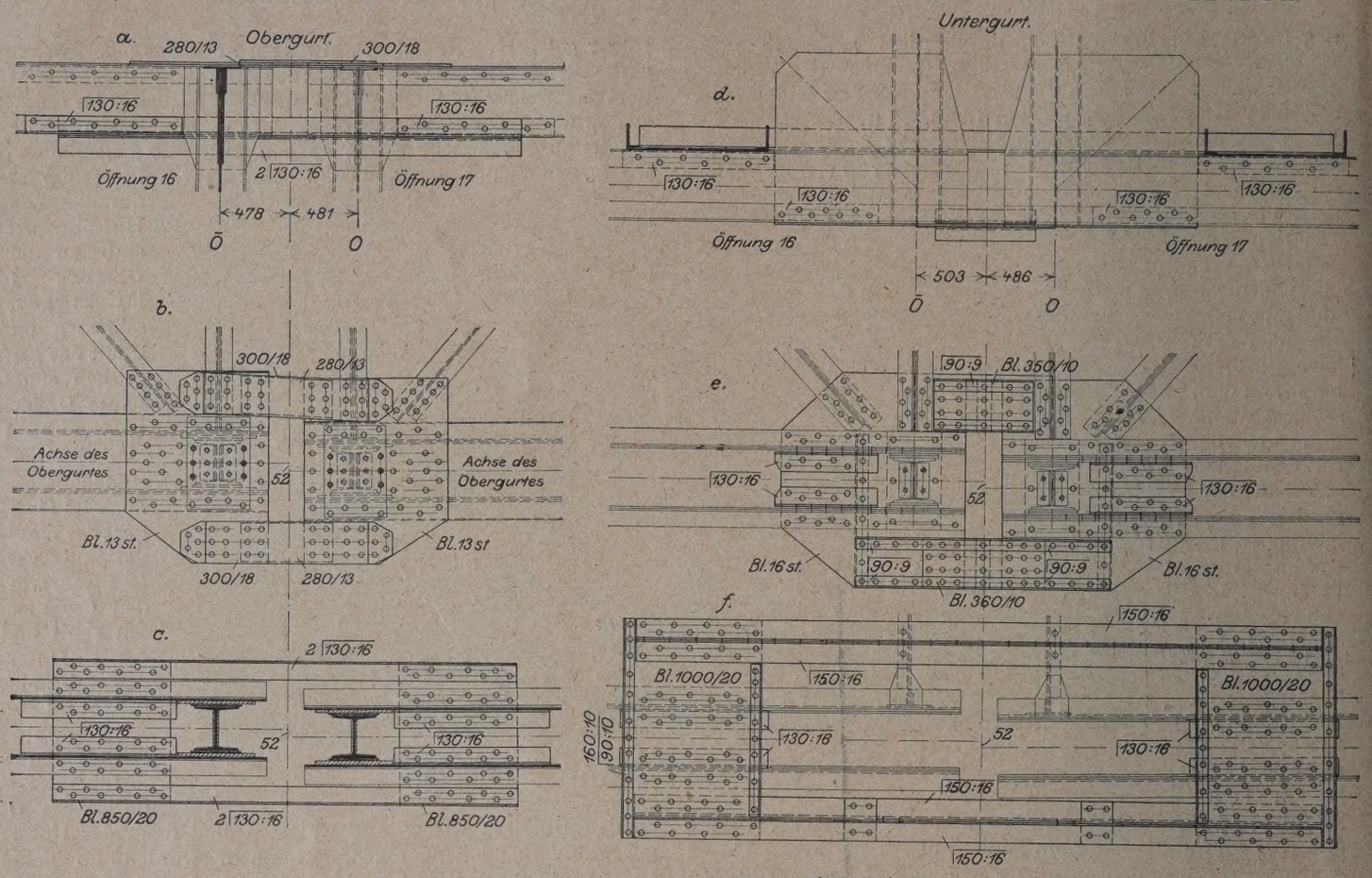


Abb. 18. Gurtverbindungen Pfeiler 16 (außen).

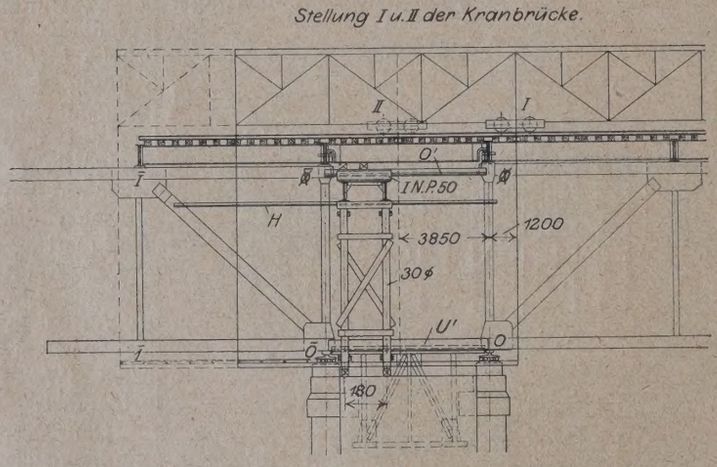


Abb. 19. Freier Vorbau über den Gruppenpfeiler hinweg.

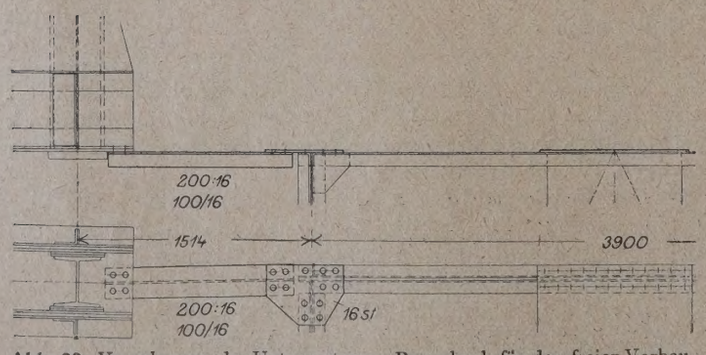


Abb. 20. Verankerung des Untergurtes am Bremsbock für den freien Vorbau.

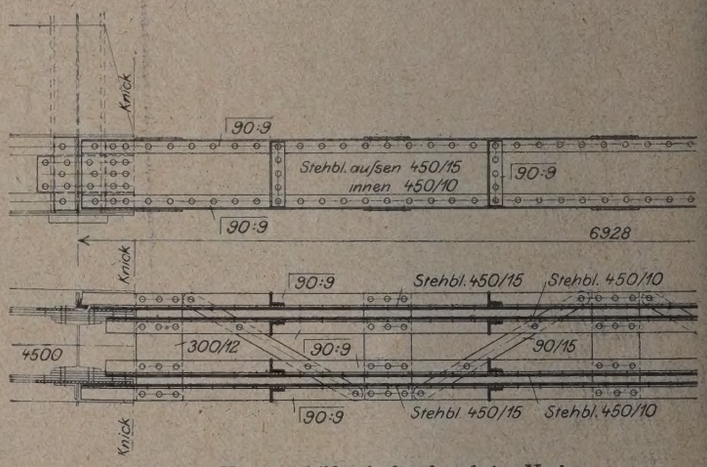


Abb. 21. Untergurthilfsstab für den freien Vorbau.

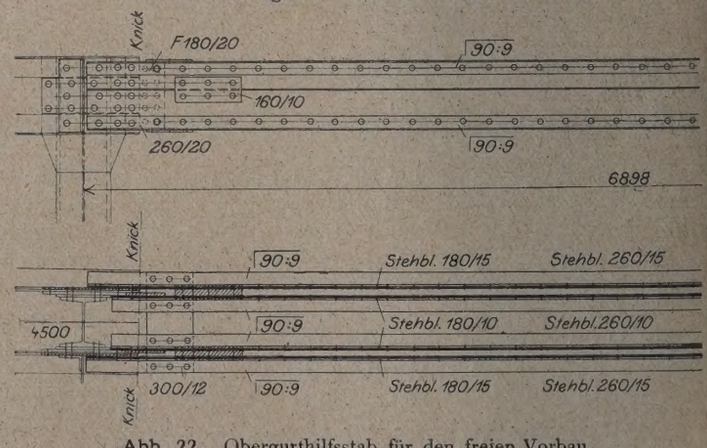


Abb. 22. Obergurthilfsstab für den freien Vorbau.

Unterstützung der Fahrbahnzwischenträger im Wege waren. Der Stab wurde daher aus 2 genieteten ⊥-förmigen Stücken gebildet, von denen zunächst nur das untere eingebaut wurde, während das obere erst zugefügt wurde, nachdem die Fahrbahnträger auf ihre endgültigen Lager abgesetzt und die Querhölzer entfernt waren. Da nur Zugkräfte aufzunehmen waren, wurden das obere und untere Stegblech nur in der Nähe der Enden durch Flachlaschen verbunden.

Die verschiebbare Kranbrücke (Abb. 23) bestand aus zwei Fachwerkparallelträgern von 28 m Länge, 3 m Höhe und 4 m Hauptfeldweite, welche durch ein Zwischenfachwerk noch einmal unterteilt war. Der Abstand der Hauptträger betrug, entsprechend der Spurweite des Dampfkranes, 1,50 m. Am hinteren Ende und auf 16 m von diesem ruhten die Hauptträger durch Vermittlung von Querrahmen auf zweirädrigen, einspurigen Wagen, welche auf den äußeren Schienen des endgültigen Oberbaues liefen.

Für die Aufnahme der Kräfte aus Wind und seitlichen Stößen des Kranes war durch Verbände im Ober- und Untergurt und durch entsprechende senkrechte Querrahmen gesorgt. Auf seitlich an die Hauptträger angesetzten Konsolen waren beiderseits der Kranbahn Arbeitsbühnen von je rd. 1,70 m Breite hergestellt.

Die Schienen für den Kran, gewöhnliche Oberbauschienen, ruhten unmittelbar auf dem Obergurt der Aufstellungsbrücke; aus diesem Grunde war dieser biegungsfest ausgebildet; er bestand aus je einem aufrecht gestellten I 28 B. Um die Knotenbleche an die abstehenden Flansche anschließen zu können, sind auf diese zunächst ⌐ 70 . 7 genietet, auf deren senkrechte Schenkel dann jene aufgelegt sind (Abb. 24). Die übrige Ausbildung der Hauptträger bietet nichts Besonderes.

Zur Auflagerung auf die Wagen waren die Querrahmen an den Knotenpunkten 3 und 7 durch ⌶ NP 16 konsolartig seitlich der Hauptträger herausgezogen. Die aus zwei genieteten ⌶-Querschnitten bestehenden Rahmen der Wagen waren dann mit den Spitzen dieser Konsole durch senkrechte ⌶ NP 18 verbunden. In der Horizontalen waren die Auflagerpunkte durch Streben aus ⌐ 70 . 7 gegen die Hauptträgeruntergurte abgesteift. Die doppelflanschigen Räder der

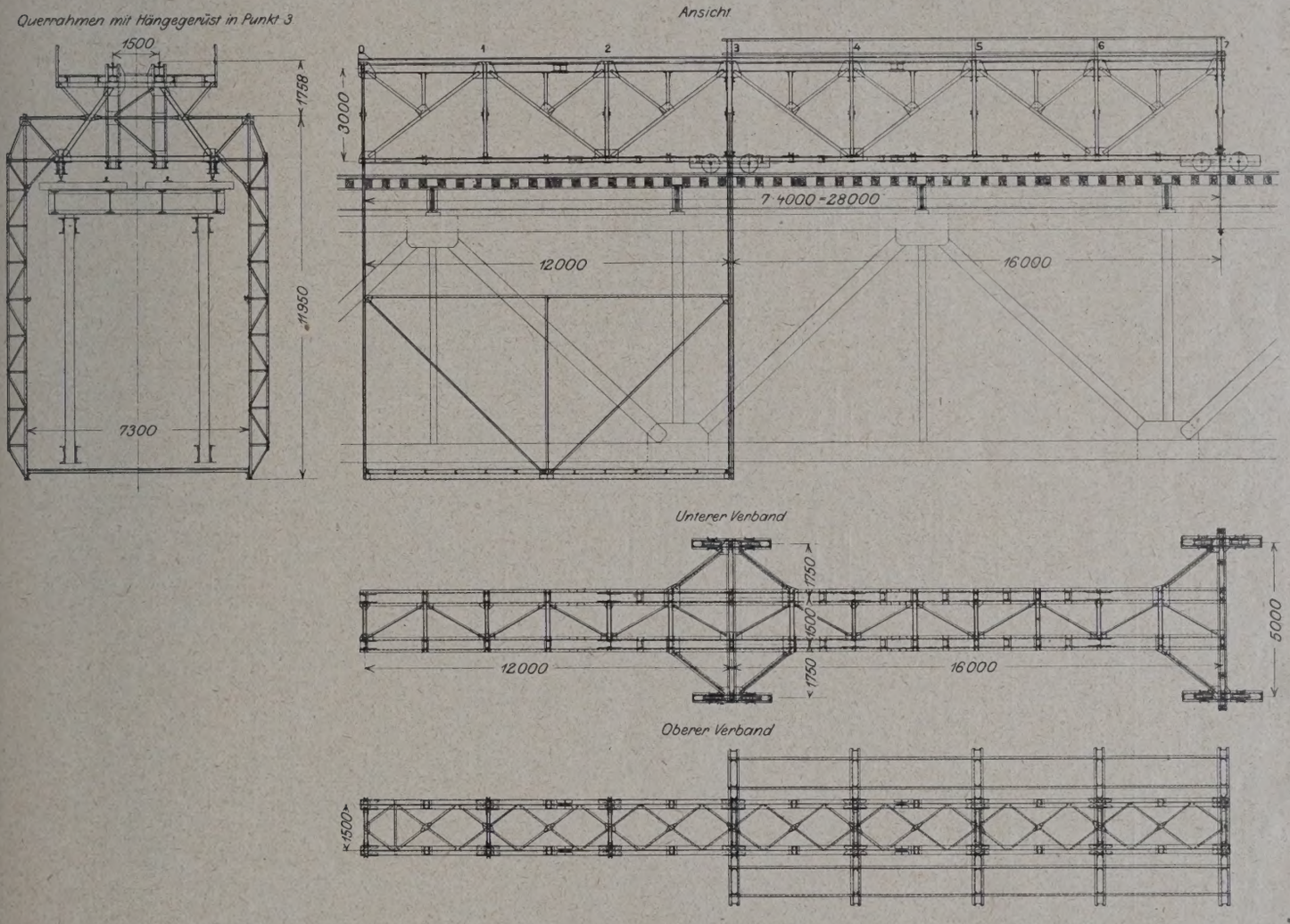


Abb. 23. Verschiebbarer Aufstellungskran.

Wagen hatten einen Durchmesser von 600 mm; sie saßen zwischen den an dieser Stelle durch ⌶ NP 30 versteiften ⌶-Eisenrahmen. Die Fortbewegung erfolgte durch einfachen Kurbelantrieb.

Am anderen Ende der Kranbrücke und am Knotenpunkt 3, also am vorderen Wagen, waren die Querrahmen durch Fachwerke seitlich bis über die Brückenhauptträger hinaus verlängert. An den Verlängerungen trugen sie fachwerkartig ausgebildete Hängepfosten, welche bis etwas unter die Unterkante der Hauptträger reichten. Die unteren Enden der beiden auf derselben Trägerseite liegenden Hängepfosten waren durch ⌶ NP 20 verbunden. Zwischen diesen waren quer unter der Brücke durch ⌶-Eisen gespannt, welche einen 3 cm starken Bohlenbelag trugen. Die so geschaffene Arbeitsplattform lag mit ihrer Unterkante noch 74 mm über den Auflagerrosten

der Brücke, sodaß sie beim Verschieben der Kranbühne über die Pfeiler hinweg von diesen frei kam und nicht hinderte. Nur am Gruppenpfeiler 19 gestattete der besprochene Holzeinbau sowie der Umstand, daß die neue Vertikale schon vor dem Vorrücken der Kranbrücke montiert werden mußte, ein Durchkommen mit der Arbeitsbühne nicht; diese mußte also

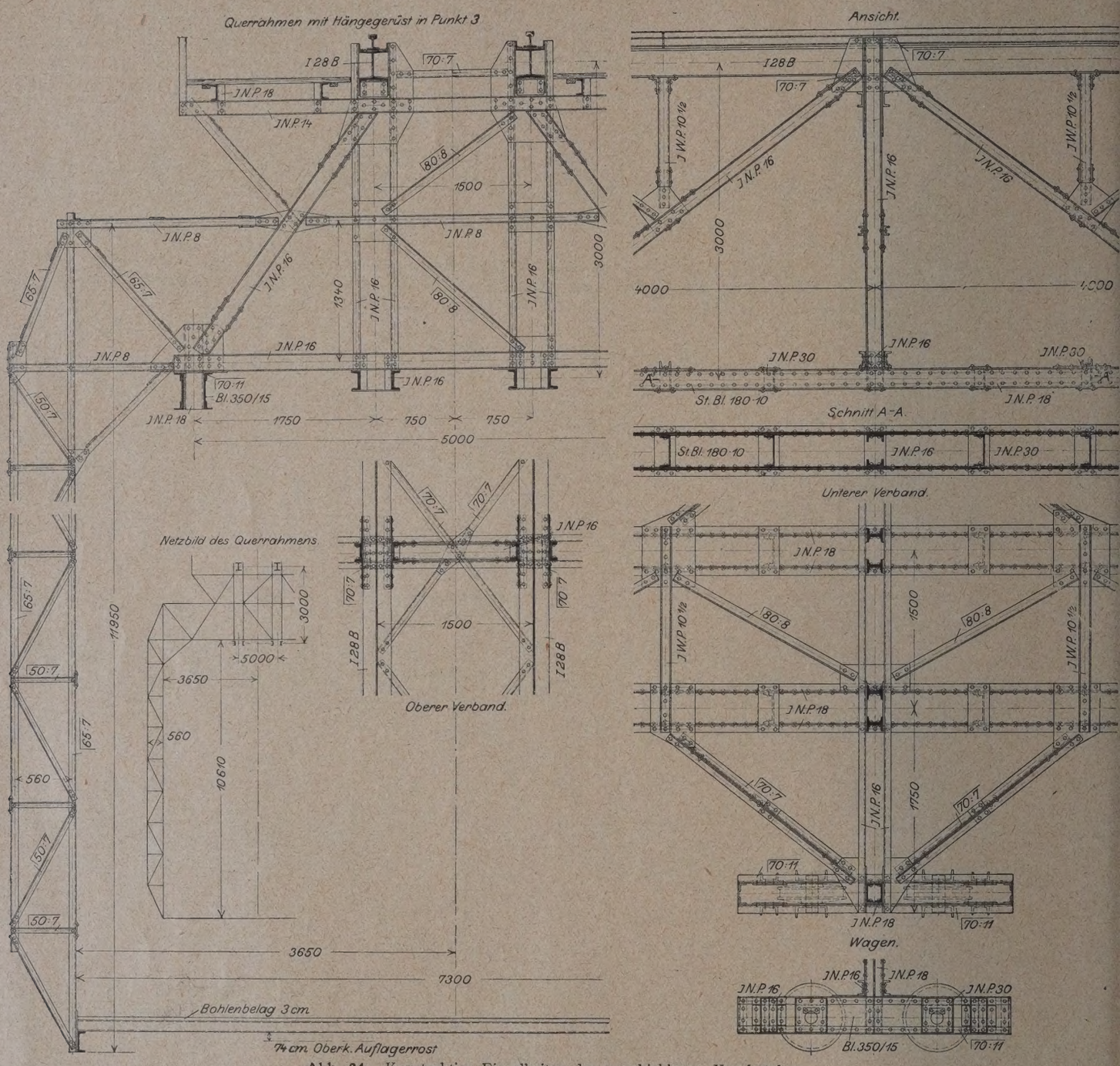


Abb. 24. Konstruktive Einzelheiten der verschiebbaren Kranbrücken.

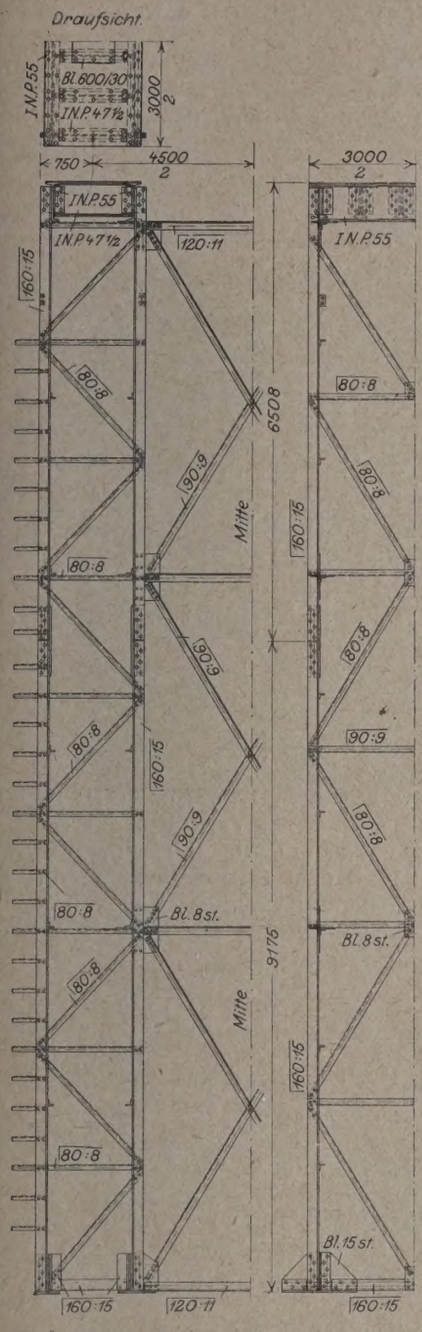
des Überbaues verankert. Die Verankerung bestand aus je zwei Rundeisen von 1¾" ⌀, welche mittels eines Querstückes aus 2 ⌋ NP 16 unter den Brückenobergurt griffen (Abb. 25).

Die allgemeine Anordnung des oben erwähnten eisernen Hilfspfeilers für die Montage ist aus Abb. 16 ersichtlich. Er bestand aus zwei eisernen Gitterpfosten, welche in der Quer-

hier abmontiert werden. Die Hängepfosten anderseits wären an den seitlich hochgezogenen Stirnmauern des Gruppenpfeilers nicht vorbeigekommen. Um daher zu vermeiden, daß die Pfosten abmontiert werden mußten, wurde der Gruppenpfeiler zunächst nur bis zum Auflager hochgeführt und erst nach dem Durchlaufen der Kranbrücke auch die Stirnmauern aufbetoniert (vgl. Abb. 16 u. 9).

Am hinteren Ende der Montagebrücke, am Knotenpunkt 7, wurde die Spitze des Querrahmens beiderseits am Hauptträger

richtung durch leichte Querfachwerke verbunden waren. Der Mittelabstand der Gitterpfosten betrug, entsprechend dem Hauptträgerabstand, 4500 mm. Jeder Gitterpfosten bestand aus 4 ⌜ 160 . 15, welche in einem Rechteckgrundriß von 1,4/2,8 m angeordnet und durch Querriegel und Diagonalen aus Winkeleisen verbunden waren. Am Kopf trug jeder Pfosten zwei längslaufende INP 55, zwischen welche Querstücke auf INP 47½ gespannt waren. Das Ganze war durch 10 mm dicke Bleche abgedeckt und trug in der Mitte eine



Ansicht in Richtung der Brückenachse.

Schnitt durch die Mitte der Brückenachse.

Abb. 26. Eiserner Aufstellungspfeiler.

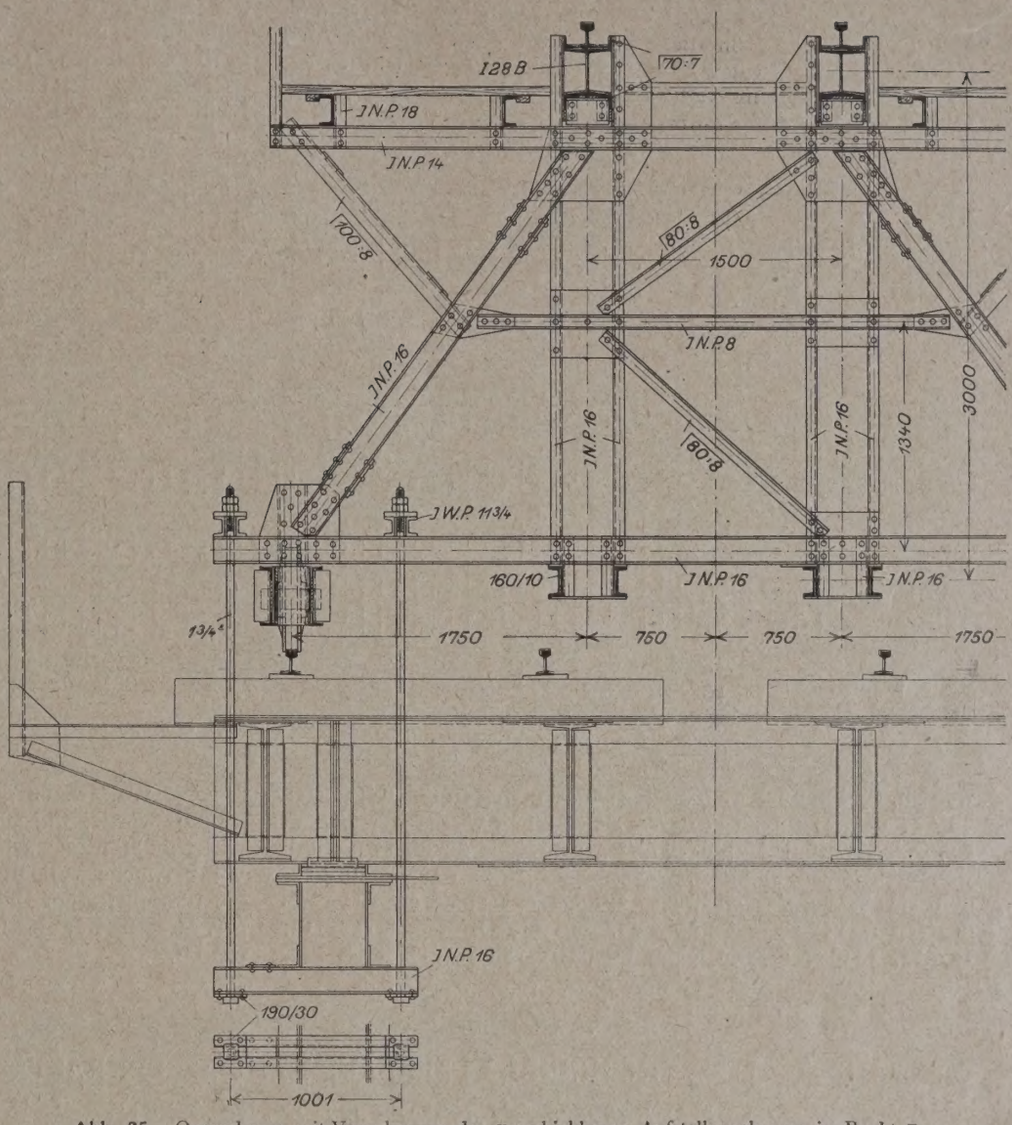


Abb. 25. Querrahmen mit Verankerung des verschiebbaren Aufstellungskranes in Punkt 7.

30 mm starke Platte für die hydraulischen Pressen zum Anheben des Überbaues (Abb. 26). Das untere Ende ruhte auf einem Pfahlrost (Abb. 27).

Jeder Pfosten bestand aus einem Oberteil von 6,508 m und einem Unterteil von 9,175 m Länge. Je nach Bedarf wurden diese unmittelbar aufeinander gesetzt oder es wurden noch ebenso konstruierte Zwischenteile von 5 m und 10 m Länge zwischengeschaltet, so daß sich sämtliche vorkommenden Pfeilerhöhen leicht herstellen ließen. Zwischen die beiden Oberteile wurde noch ein leichter Bedienungssteg aus ⨅ N P 16 geschraubt. Der Bau des Pfeilers erfolgte mittels Ständerbaumes.

Der Bau ging im allgemeinen in der geplanten Weise vor sich. Wie der Arbeitsplan (Abb. 28) zeigt, war der ver-

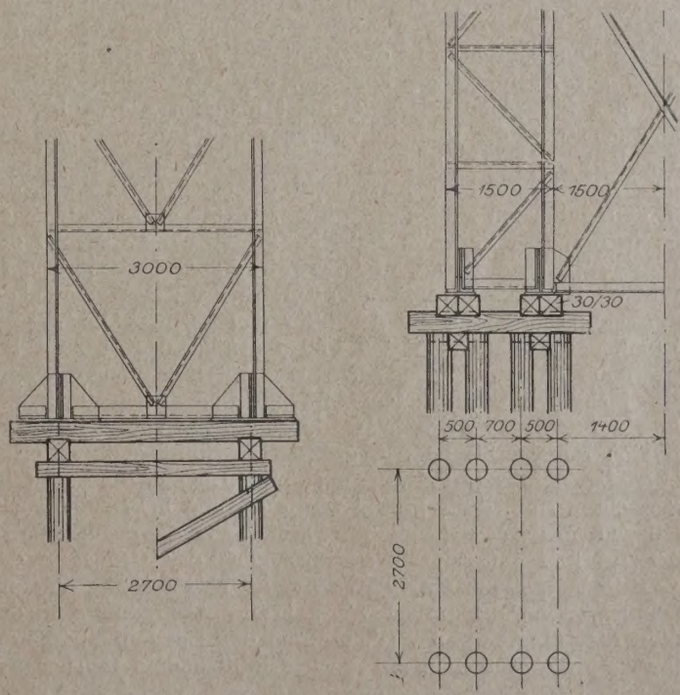
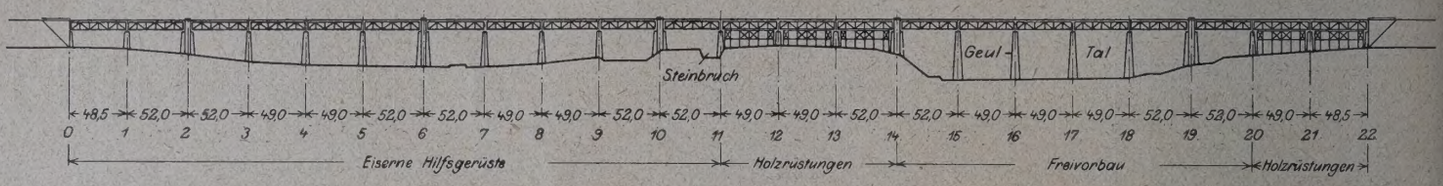


Abb. 27. Pfahlrost für den Aufstellungspfeiler.

tragliche Beginn der an die Firma C. Hahnebeck, Dortmund, vergebenen Gerüstarbeiten auf die dritte Februarwoche 1916 festgelegt. Da aber die Unterbauten später fertig wurden als in Aussicht genommen, konnte mit der Aufstellung der Rütungen erst in der Mitte der zweiten Aprilwoche angefangen



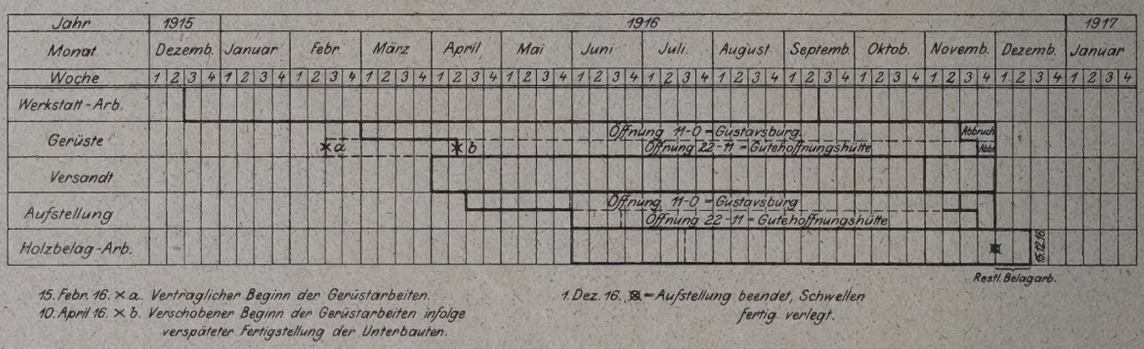


Abb. 28. Arbeitsplan mit vertraglicher Fertigstellungsfrist zum 1. Dezember 1916.

werden, so daß auch die Aufstellungsarbeiten in den Öffnungen 20—21 und 21—22, von deren Beendigung wieder der Beginn des freien Vorbaues abhing, erst gegen Ende der dritten Juniwoche einsetzen konnten, während ihr Beginn planmäßig für den 1. Juni vorgesehen war. Infolge des späteren Beginnes des freien Vorbaues ergab sich, daß die Öffnungen 11—12, 12—13, 13—14 bereits fertig montiert waren, als dieser erst den Pfeiler 16 erreicht hatte. Infolgedessen wurde, wie gegebenenfalls bereits von Anfang an geplant, die Öffnung 14—15 in Eisen eingerüstet; hierzu wurde Rüstungsmaterial verwendet, welches von den Gustavsburger Arbeiten frei geworden war. Es bestand aus leichten eisernen Gitterpfeilern, über welche hinweg Walzträger gestreckt waren (vgl. Abb. 9); Öffnung 15—16 wurde, wie geplant, im freien Vorbau montiert.

Die Montage selbst wurde mit Ablauf der dritten Novemberwoche vollendet; nach dem vertraglichen Termin für die betriebsfertige Bereitstellung der Brücke, dem 1. Dezember, waren nur noch nebensächliche Belagarbeiten auszuführen.

ROHRE ALS LEERLAUF BEI WASSERKRAFTANLAGEN.

Von Dipl.-Ing. Dantscher, o. Professor der Techn. Hochschule München.

Bei der im vorigen Jahre in Betrieb genommenen Wasserkraftanlage der Bayerischen Stickstoffwerke an der Alz in Oberbayern an ist der Kraftstation eine Leerlaufanordnung zur Ausführung gekommen, die in manchen Punkten von den für solche Bauwerke sonst üblichen Konstruktionen abweicht und die deshalb vielleicht das Interesse mancher Fachkollegen finden dürfte.

Der Leerlauf ist bei Wasserkraftanlagen ein Bauteil, der in den seltensten Fällen entbehrt werden kann. Sein Zweck ist ja der, bei kürzeren Betriebsstörungen der Zentrale das Betriebswasser direkt vom Oberwasser zum Unterwasser zu führen. Dadurch wird für den Unterlieger der Wasserzulauf aufrecht erhalten und zugleich für den eigenen Oberwasserkanal, der in den seltensten Fällen genügend Kapazität besitzt, um das zuströmende Wasser zeitweilig aufzuspeichern, ein Sicherheitsventil geschaffen. So findet sich denn der Leerlauf fast bei allen Wasserkraftwerken, von den primitivsten Mühlen bis zu den größten Kraftanlagen. Je mehr aber bei der Kraftausnutzung Wassermenge und Gefälle gewachsen sind, desto größer wurde er, und bei Niederdruckanlagen modernen Stiles mit großen Wassermengen wird der Leerlauf ein Bauteil, der bezüglich der Größe an das Krafthaus selbst heranreicht. Es ist also nicht wunderzunehmen, wenn bei großen Wasserkraftanlagen immer wieder die Frage aufgeworfen wird, ob man den Leerlauf überhaupt braucht, wie groß man ihn machen muß und in welcher Art er ausgeführt werden soll.

Nur selten werden Art der Anlage und des Betriebes, das Gelände und die wasserrechtlichen Verhältnisse gestatten, von der Anordnung eines Leerlaufes Abstand zu nehmen.

Bezüglich der Größe ist zu erwägen, ob man den Leerlauf für die volle Betriebswassermenge einzurichten hat, oder ob es genügt, wenn nur ein bestimmter Teil abgeführt werden kann. Es gibt verschiedene ruhige, ziemlich störungsfreie Betriebe, die erfahrungsgemäß nur Schwankungen bis zu einem Bruchteil ihrer Gesamtleistung aufweisen und bei denen man sich auch damit begnügen kann, den Leerlauf für diesen Bruchteil der Wassermenge zu bemessen. Auch dann, wenn große inkonstante Wassermengen ausgenützt werden, kann und sollte man sich begnügen, den Leerlauf höchstens für die vorhandene Kleinstwassermenge einzurichten. Tatsächlich ist dieser Weg auch schon beschritten worden. Wenn aber die Wasserkraftanlage ihre Energie in die Ferne leitet und stark schwankenden Konsum zu versorgen hat, wenn sie mit einer Reihe von anderen im Zuge ein und desselben Kanales liegt, wenn weiterhin die Betriebswassermenge nur auf wenige Maschineneinheiten verteilt ist, wird man nie um die Anlage eines Leerlaufes für die volle Betriebswassermenge herumkommen, es ist unter diesen Verhältnissen einer sicheren prompten Wirkung dieses Bauteiles sogar besondere Aufmerksamkeit zuzuwenden.

Die konstruktive Ausführung ist in den allermeisten Fällen derart, daß in der Nähe des Krafthauses das Leerwasser in Kaskaden abstürzt und das Wesen der Konstruktion

ist darin zu suchen, daß sie die vorhandene Wasserenergie, die sonst in den Turbinen Arbeit leistet, durch Wirbel, Stoß und Reibung vernichtet. Bei kleinen Wassermengen und kleinen Gefällen macht das auch keine besonderen Schwierigkeiten; bei größeren Wassermengen und Gefällen ergeben sich bedeutende Ausmaße, schwierige Gründungen und hohe Kosten.

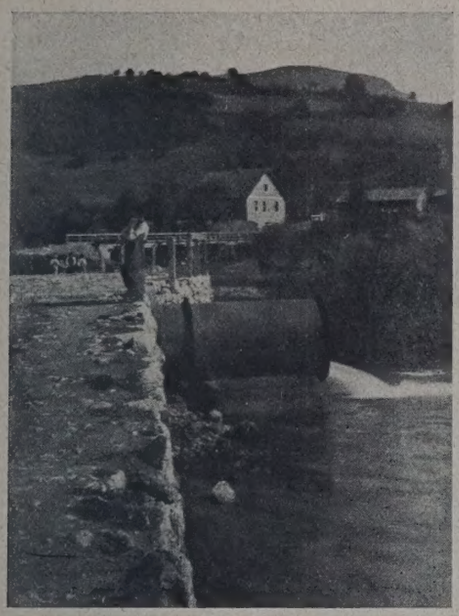


Abb. 1. Rohrleerlauf am Kraftwerk Jaice.

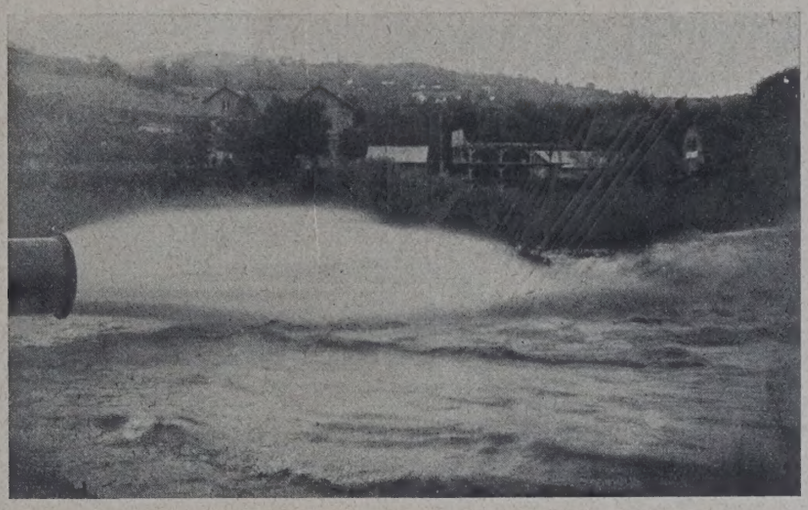


Abb. 2a. Rohrleerlauf Jaice in Tätigkeit.

Bei der hier angedeuteten Anordnung hat das Leerwasser in der Richtung vom Ober- zum Unterwasser eine verhältnismäßig kleine Geschwindigkeit. Wenn man zu kleineren Ausmaßen für den Leerlauf kommen will — und bei großen Betriebswassermengen drängen die hohen Baukosten gebieterisch darauf hin —, so muß man danach trachten, größere Gchwindigkeiten zu entwickeln. Die Frage, wie die vorhandene Wasserenergie unschädlich gemacht werden kann, ergibt sich hierbei gesondert neben der einer glatten und raschen Wasserabführung. Diese Überlegungen führen zu der Ableitung des Leerwassers in glatten Rinnen oder Röhren mit einer anschließenden Energievernichtungsanlage. Solche Anlagen sind in kleinerem Umfange schon verschiedentlich ausgeführt worden. Neben dem Wunsche nach Verkleinerung der Bauanlagen hat der bei Kaskadenleerläufen so unangenehme Wasserstaub bisweilen schon den Anlaß gegeben, von diesem Leerlaufsystem abzugehen. Diese Wasserstaubentwicklung kann bei ungünstiger Windrichtung für in der Nähe stehende Gebäude außerordentlich schädlich werden und es ist schon der Fall vorgekommen, daß man aus diesem Grunde einen Kaskadenleerlauf in einen Rohrleerlauf umgebaut hat.

Für die Energievernichtung am Ende solcher Rinnen- und Röhrenleerläufe sind schon sehr viele Vorrichtungen der verschiedensten Art erdacht worden. Bei den einen geht sie hauptsächlich dadurch vor sich, daß das ausströmende Wasser gegen feste Körper stößt, bei den anderen wird in geräumigen Becken ein kräftiges Gegeneinanderstoßen und Wirbeln der Wassermassen eingeleitet und dadurch ein großer Teil der Energie in inneren Reibungen aufgezehrt.

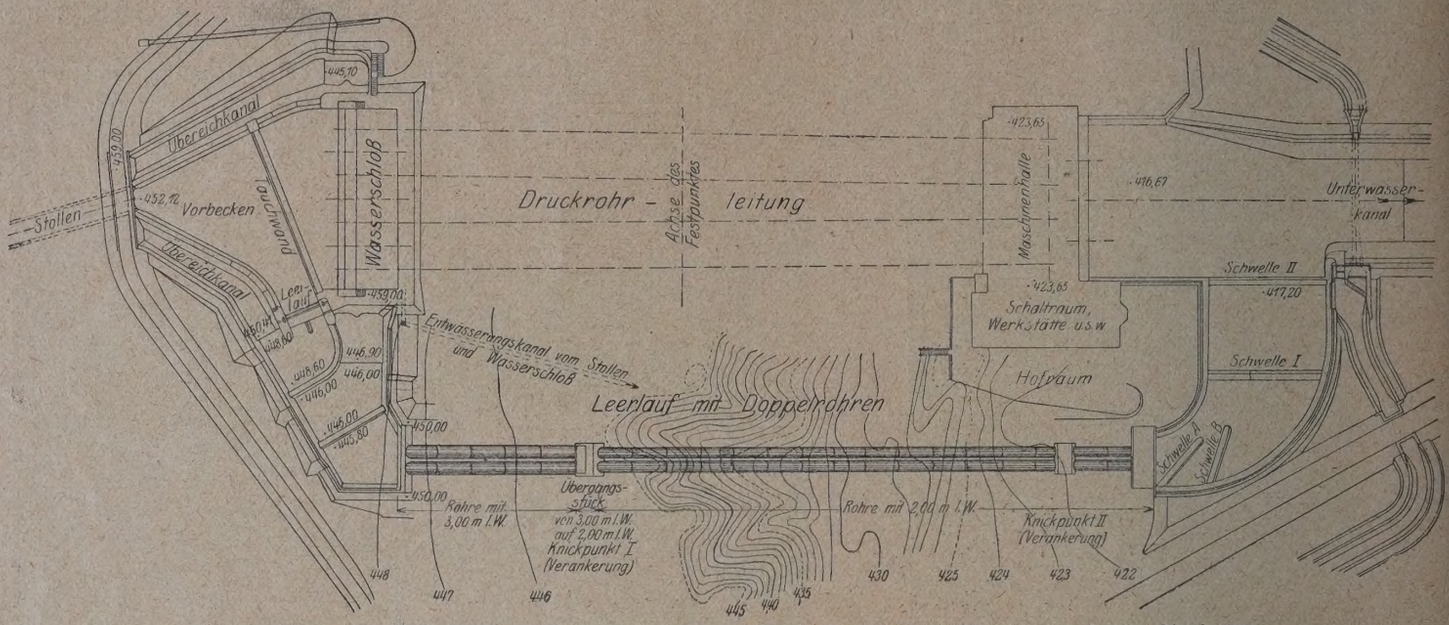
In ganz anderer Richtung geht der Gedanke, die Energie des Leerwassers auf elektrischem Wege zu vernichten. Dabei wird bei einer Betriebsstörung, wenn sie außerhalb der Zentrale, beispielsweise im Leitungsnetz liegt, die vorhandene Energie auf einen Wasserwiderstand geschaltet; das Betriebswasser geht also nach wie vor durch die Turbine und leistet Arbeit; erst die elektrische Energie wird vernichtet. Diese Art der Energievernichtung faßt aber nur Störungen in den Leitungen und außerhalb der Zentrale, während sie für Störungen an Turbinen und Generatoren nicht Platz greifen kann. Sie ist übrigens auch praktisch noch nicht so vollständig durchgearbeitet, wie es vom hydrotechnischen Standpunkt aus verlangt werden müßte.

Abb. 2b. Rohrleerlauf am Werk Doron de Champagny.
2,5 cbm/sec; 525 m Fallhöhe, 0,7 m l. W.

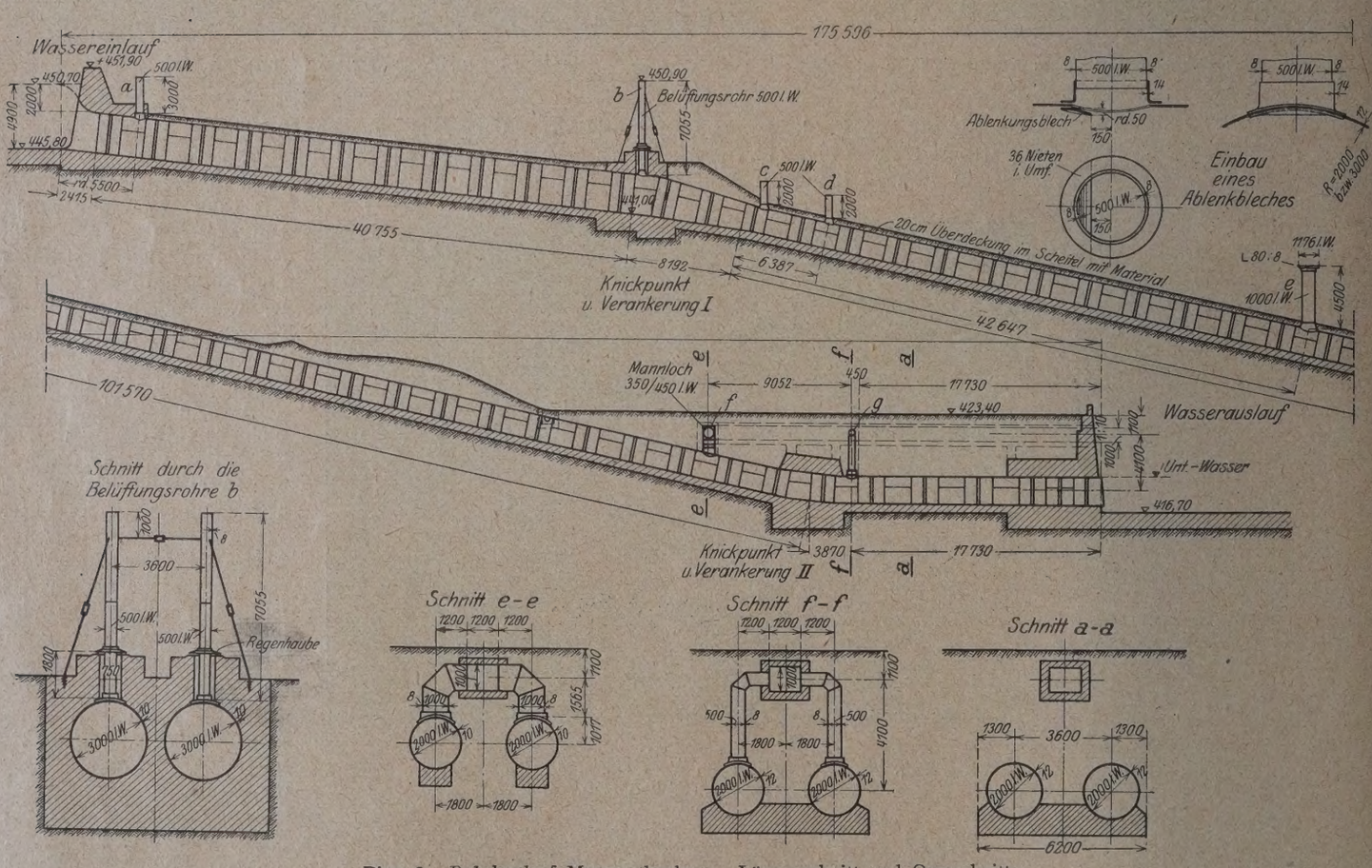
Der eingangs erwähnte Leerlauf bei der neuen Wasserkraftanlage an der Alz bei Margarethenberg ist in Form von eisernen Röhren ausgeführt. Leerläufe dieser Art, allerdings in weit geringeren Ausmaßen, sind schon mehrfach erbaut worden. Einer der ersten war wohl der der Anlage Gampel in Wallis, die im Jahre 1899 von Herrn Ingenieur H. Dietz, jetzt Direktor der Alzwerke G. m. b. H. München, erbaut wurde; hier hat das Leerlaufrohr 0,5 m Lichtweite und führt 4 cbm/sec bei 216 m Gefälle ab. Im Jahre 1908 erbaute der gleiche Ingenieur den Rohrleerlauf der Wasserkraftanlage Jaice, der in Abb. 1 und 2a dargestellt ist; er leistet bei 1,2 m unterem lichten Durchmesser 20 Sekundenkubikmeter bei 45 m Gefälle. Weitere Beispiele sind bei Hochdruckanlagen noch verschiedentlich zu finden; so sind, um nur

einige zu nennen, das Brusiowerk und das Kallnachwerk mit Rohrleerläufen ausgestattet. Die Energievernichtungsanlagen sind oft sehr einfach. Bei den kleinen Rohren, wo der Umfang im Verhältnis zur Querschnittsfläche groß ist, wird sehr viel von der Energie durch die Wandreibung aufgezehrt und die Austrittsgeschwindigkeit ist lange nicht so bedeutend, als man in Hinblick auf die großen Gefälle zunächst annehmen möchte. Meist können sie auch so angelegt werden, daß das Wasser abseits der Anlage in einer felsigen Schlucht, in einer Felsrinne oder einem Altwasser unschädlich ausströmen kann (Abb. 2b).

In unserem Falle war eine weit größere Wassermenge, nämlich 60 cbm/sec bei 37 m Gefälle durch den Leerlauf abzuführen. Ursprünglich war ein Kaskadenleerlauf vorgesehen, der 12 m Breite erhalten sollte. Der große Zementmangel des Baujahres 1919 gab Anlaß, von dieser Art der Ausführung Abstand zu nehmen. Der Lageplan (Plan 1) zeigt, wie der Leerlauf seitlich des Krafthauses verläuft; oben



Plan 1. Lageplan. Kraftanlage der Bayrischen Stickstoffwerke A. G. bei Margarethenberg a. d. Alz, Oberbayern.



Plan 2. Rohrleerlauf Margarethenberg. Längenschnitt und Querschnitte.

führt das Wasser zunächst in einer Treppe zu den Rohren, in diesen dann gerade den Hang herunter und unten unter einer Richtungsänderung um 90° zum Unterwasserkanal. Diese Grundrißanordnung, die durch die Verhältnisse gegeben war, ließ von der Führung des Wassers in einer Schußrinne über den Hang herunter Abstand nehmen, und es wurde die gegen turbulente Wasserbewegung unempfindlichere Rohrleitung gewählt. Im Längenschnitt (Plan 2) ergeben sich 2 Knickpunkte, ein oberer mit Hohlseite nach unten und ein unterer mit Hohlseite nach unten.

Gewählt wurden nach verschiedenen Versuchsrechnungen 2 Rohre, die von oben her bis zum 1. Knickpunkt 3,00 m l. W., von da bis ans untere Ende 2,00 m l. W. haben. Die Blechstärke beträgt fast durchweg 10 mm, im unteren Teil wegen der beträchtlichen Überschüttung 12 mm; sie sind überlappt genietet und zur Erhaltung der Form in Abständen von 3,5 m mit ringförmigen Winkeleisen versteift. Das Auflager ist auf einem Betonbett durchgeführt und nur bei den Knickpunkten

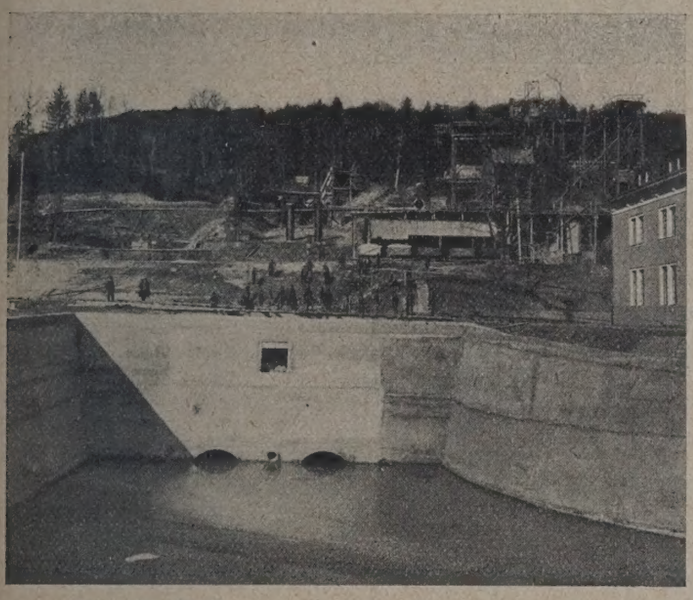


Abb. 3. Rohrleerlauf Margarethenberg. Von unten gesehen.

sind stärkere Betonklötze ausgebildet. Im übrigen sind die Rohre gut mit Füllmaterial umstampft und eingedeckt.

Bei der starken Neigung und der verhältnismäßig geringen Wandreibung muß sich eine ungleichförmige Wasserbewegung herausbilden, die bei angenommener Einlaufgeschwindigkeit schrittweise festzulegen war. Eine völlige Rohrfüllung war nur im unteren Teil zu erwarten, während sie sonst verschieden sich gestaltete. Da Leerläufe immer nur zeitweise mit Wasser beschickt werden und dann nur auf kurze Dauer, so wird das so errechnete Bild über den Verlauf des Wasserspiegels wohl selten zutreffen. Die Wirkungsweise ist derart, daß das Wasser schwallartig daherkommt, und das bedingt immer andere Wasserbewegung. Darin liegt es auch begründet, daß Stöße zu erwarten sind und Luftabsaugungen, die mit Unterdrücken verbunden sein können. Um all diesen unberechenbaren Wirkungen entgegenzuarbeiten, gab es nur zweierlei, einmal eine ausgiebige Belüftung der Rohre

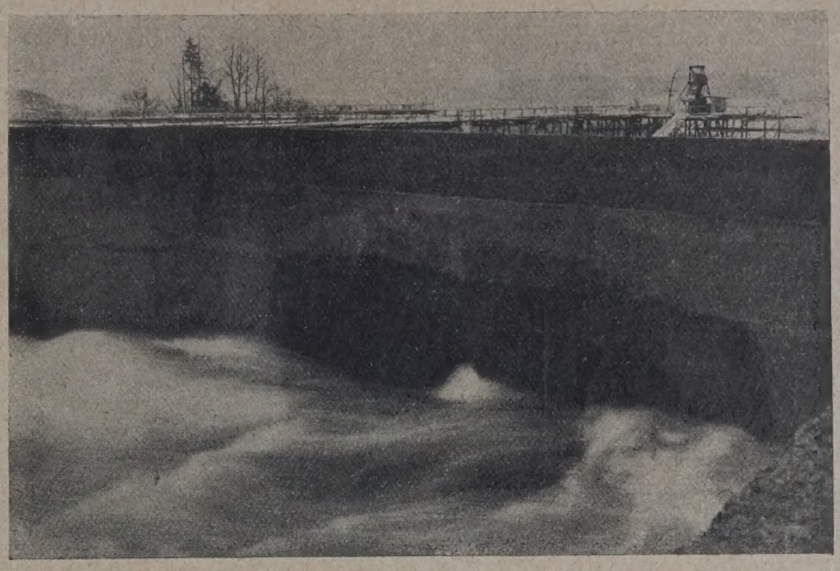


Abb. 4. Leerlauf Margarethenberg. Wasserbewegung am Rohreinlauf.

und dann eine dichte gut gestampfte Umfüllung, die Masse an die Rohre hängte und damit gegen Stöße dämpfend wirkte. Weiterhin wurde mit Rücksicht auf Schwingungen, die in jeder Richtung des Querschnittes eintreten konnten, die Ringnietung besonders fest durchgeführt.

Die Punkte, an denen eine Belüftung notwendig war, konnten zwar nach dem Ergebnis der Berechnung des Wasserspiegels angegeben werden, doch war nicht zu ermessen, ob bei schwallartigen Belastungen die Lage richtig war und die Anzahl genügte. Um diesen Punkt sowie um die noch zubesprechende Energievernichtung zu klären, wurde der Modellversuch gewählt. Die Versuche wurden im hydraulischen Institut der Technischen Hochschule München von Prof. Dr.-Ing. Camerer und dem Verfasser durchgeführt. Dabei zeigten aufgesetzte Standröhrchen aus Glas starke Druckschwankungen, die natürlich beim großen Rohr auch Stöße für die Konstruktion bedeutet hätten und ergaben die Notwendigkeit einer Belüftung. Durch Vergrößerung der Zahl der Lüftungsstellen — es wurden schließlich 7 je Rohr gewählt — konnte ein ruhiges, stoßfreies Strömen erzielt werden. Ihre Anordnung ist aus der Zeichnung zu ersehen. Da bei vollaufenden

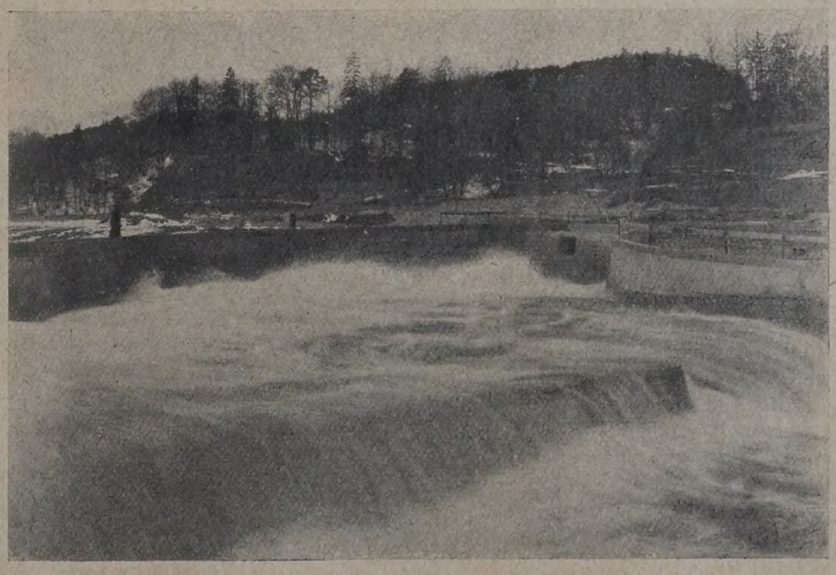


Abb. 5. Leerlauf Margarethenberg. Wasserbewegung am Rohrauslauf.

Rohren der Wasserstrahl unter den Belüftungsrohren so stark sein könnte, daß er ein Eindringen der Luft unmöglich machte, wurden dort, wo Vollaufen erwartet werden mußte, Ablenkbleche eingebaut.

Ebenso wie die Belüftung der Rohre wurde die Energievernichtung am Modell ausprobiert. Man war sich von vornherein klar, daß der Modellversuch in diesem Falle keine maßstäblichen Ergebnisse liefern könne, aber immerhin konnte er wesentliche Fingerzeige für die Konstruktion abgeben.

Von Anfang an waren zwei Schwellen unterhalb des Rohrauslaufes vorgesehen, die in dem Lageplan mit I und II bezeichnet sind. Diese erwiesen sich aber nicht genügend für die Beruhigung des Wassers; bei Vollauf war die an der rechtsseitigen Wand vorhandene Wellenbildung noch eine sehr starke. Wesentlich günstiger wurden die Verhältnisse, wenn man Schwelle I erhöhte, was einer Vertiefung des Beckens unmittelbar hinter dem Rohrauslauf gleichkam. Weiterhin wurde probiert, wie eine Tauchwand bei der Rohrausmündung auf die Wellenbildung wirkt. Sie erwies sich als sehr beruhigend. Sie mußte aber der Wassermenge entsprechend verstellbar gemacht werden; die konstruktive Verfolgung dieses Gedankens führte jedoch dazu, von der Tauchwand abzustehen. Nicht als ob die Aufgabe konstruktiv nicht zu lösen gewesen wäre, sie brachte aber ein bewegliches Element in den ganzen Leerlaufbau, das Bedienung und Unterhaltung erforderte. Ein Leerlauf muß aber robust und einfach sein und funktionieren, ohne daß sich das Betriebspersonal um ihn zu kümmern braucht; aus diesem Grunde wurde von dem Einbau einer Tauchwand abgesehen. Nun ergaben die Versuche, daß man mit Schwellen vor der Rohrausmündung, die in verschiedener Richtung, Länge und Höhe, angebracht wurden, nahezu dieselbe Wirkung wie bei der Tauchwand erzielen konnte; da sie konstruktiv einfach einzugliedern waren und beim Betrieb keinerlei Rücksicht und Bedienung erfordern, wurde ihnen der Vorzug gegeben. Richtung, Lage und Ausmaße konnten ziemlich gut am Modell festgelegt werden. Die Wirkung beruht darin, daß durch diese Schwellen, die im Plan I mit A und B bezeichnet sind, eine starke Wirbelbildung im Becken eingeleitet wird, die in inneren Reibungen einen großen Teil der lebendigen Kraft des Wassers vernichtet. Um diese Wirkung zu verstärken, wurde die Erhöhung der Schwelle I nur auf der rechten Seite ein Stück weit durchgeführt. Aus den verschiedenen Wasserbewegungen des Modells konnte für die konstruktive Ausbildung des Beckens und der Schwellen gefolgert werden, wo wegen starker Angriffe Sohle und Wandung besonders bewehrt werden müßten. Diese Bewehrung wurde mit Holzbedielung und stellenweise mit Eiseneinlagen im Beton durchgeführt.

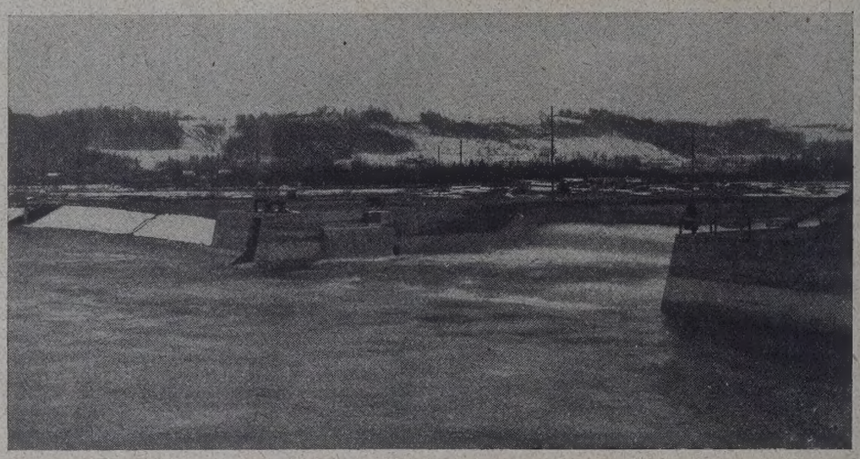


Abb. 6. Leerlauf Margarethenberg. Wasserbewegung bei der Einmündung in den Unterwasserkanal.

Die Abb. 3, 4, 5, 6 zeigen den Bau und den fertigen Leerlauf bereits in Betrieb. Besondere Verhältnisse, die mit der Vollendung der Gesamtwasserkraftanlage zusammenhingen, haben es gefügt, daß der Leerlauf vom ersten Tage seiner Vollendung an mit voller Betriebswassermenge einen mehrmonatigen Dauerbetrieb zu leisten hatte. Nach allem, was sich bis jetzt zeigte, war er den gestellten Anforderungen gewachsen; auch hat sich die Wasserbewegung angenähert in Wirklichkeit so ergeben, wie sie der Modellversuch erwarten ließ.

MATERIALERSPARNIS BEIM TALSPERRENBAU.

Von Oberbaurat Dr.-Ing. Emperger, Wien.

Mit dem wachsenden Interesse an Wasserkraftanlagen hat sich das Augenmerk der Ingenieurwelt auch auf die Ausführung der Staumauern, die oft zu den schwierigsten und kostspieligsten Teilen der ganzen Anlage gehören, gerichtet. Für den kritischen Beobachter ist es auffallend, daß in Deutschland bisher nur Stützmauern zur Ausführung gelangten, bei welchen dem vorhandenen Wasserdruck nur das Gewicht der Masse entgegenwirkt. Diese Bauweise hat dank der vielen praktischen Ausführungen und theoretischen Untersuchungen einen Grad der Vollendung erreicht, wobei es durch eine weitgehendste Anwendung des maschinellen Betriebes gelungen ist, die Kosten für die Raumeinheit erheblich herabzusetzen. Trotzdem bestehen noch verschiedene strittige Fragen und Unklarheiten, wie z. B. die über die Größe des Auftriebes und über die Verteilung der inneren Spannungen.

Naheliegenderweise hat man versucht, die Sperrmauer zwecks Materialersparnis in eine Reihe von Pfeilern, die wasserseitig durch eine Abschlußwand verbunden sind, aufzulösen, wie Abb. 1 bei der bereits 1800 erbauten Sperre in Hyderabad (Indien).

In neuester Zeit wurden derartige Ausführungen besonders in Nordamerika gern gewählt, wenn sie auch meistens auf

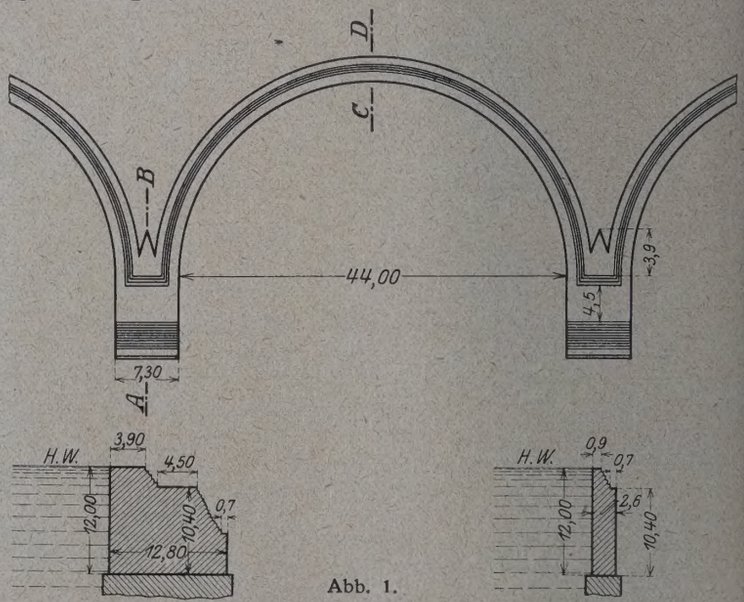


Abb. 1.

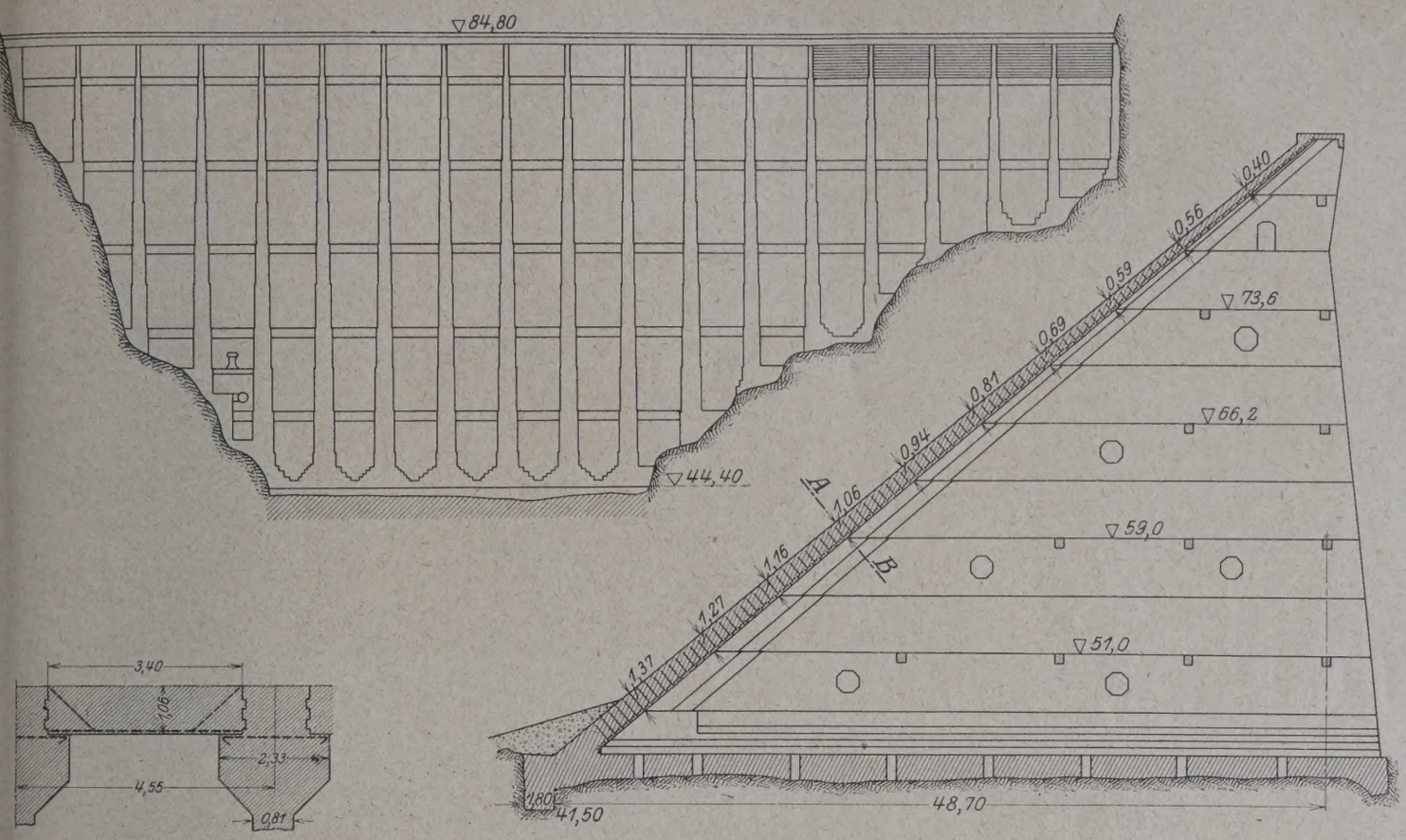


Abb. 2.

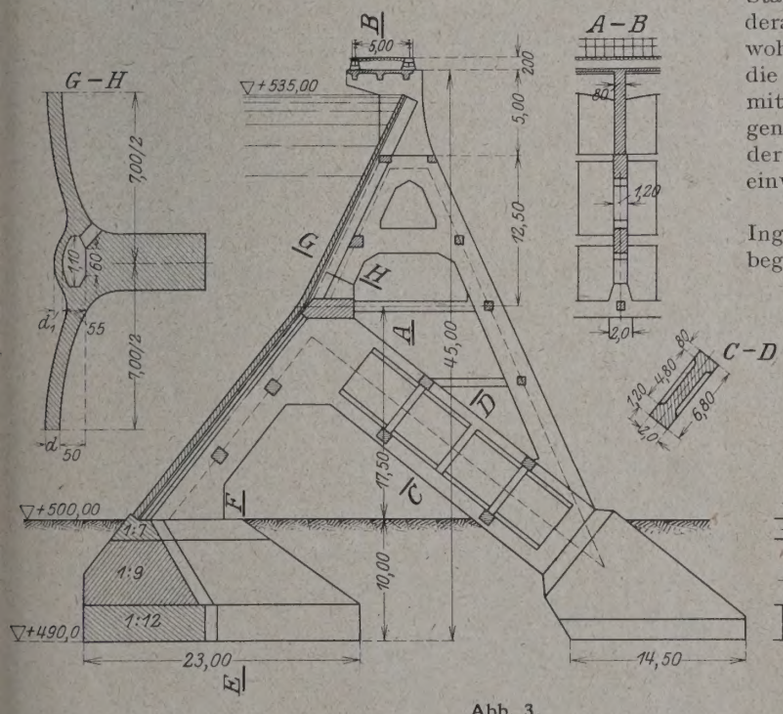


Abb. 3.

kleine und mittlere Anlagen beschränkt blieben. Die Pfeiler werden als Eisenbetonwände ausgebildet, die zumeist unter 40—50° geneigten Abschlußwände können als frei aufliegende Platten (Abb. 2, La-Prélée-Damm, 39 m hoch, erbaut 1909) mit durchlaufenden Eisenbetonplatten (Ambursentyp) oder als Stampfbetonbögen[1]) ausgeführt werden. Daß die Anwendung derartiger Systeme verhältnismäßig beschränkt blieb, mag wohl in den großen Gründungskosten die Ursache haben, da die Sohlenbreite um ca. 50 v. H. größer ist, als bei Ausführungen mit vollem Querschnitt. Auch wächst die Schwierigkeit der genauen Berechnung der Hauptspannungen mit der Größe der Querschnitte, die schon für die Gewichtsstützmauern nicht einwandfrei durchgeführt werden kann.

Allen diesen Schwierigkeiten sucht ein Entwurf des Dr.-Ing. Rossin für das Haslocher Wehr (Abb. 3) dadurch zu begegnen, daß er die volle Stützwand in ein Rahmenwerk auflöst und die Rahmenfüße voneinander unabhängig gründet, wodurch es möglich wird, die Resultierende der Druckkräfte auch mit bezug auf die Fundamente so zu legen, um deren Kosten auf das Kleinstmaß herabzusetzen. Allerdings treten dann wasserseitig über den Knotenpunkten Zugspannungen auf, durch die das unter hohem Druck stehende gestaute Wasser eindringen könnte. Diesem Übelstande wird dadurch begegnet, daß kleine Bögen vorgelegt wurden, so daß der ganze Rahmen trocken liegt. Auch wurde auf diese Art noch ein Revisionsschacht gewonnen. Durch Anordnung von Doppelrahmen und Unterbrechung des Zwischenbogens können Dilatationsfugen gebildet werden, während die bogenförmig ausgebildete harmonikaartige Abschlußwand unversehrt bleibt.

Dieses System, das sich für den gegebenen Fall der älteren Bauweise um ca. 15 v. H. überlegen zeigte, steht noch im Anfange der Entwicklung und es ist zu erwarten, daß es infolge seiner großen Anpassungsfähigkeit noch weitere Verbesserungen erfahren wird.

[1]) Umatilla-Damm, Oregon, erb. 1914.

PATENTBERICHT.

Wegen der Vorbemerkung (Erläuterung der nachstehenden Angaben) s. Heft 1 vom 15. Januar 1921, S. 30.

A. Bekanntgemachte Anmeldungen.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 21. April 1921.

Kl. 19 a, Gr. 28. K 73 604. Heinrich Kiebel, Senftenberg, N.-L. Vorrichtung zum seitlichen Verschieben von Bagger- und dergl. Gleisen; Zus. z. Pat. 328 155. 29. VI. 20.

Kl. 20 i, Gr. 11. U 7376. Otto Uebel, Berlin-Pankow, Kavalierstraße 11. Hebelschalter für elektrische Stellwerke. 4. II. 21.

Kl. 20 i, Gr. 11. U 7377. Otto Uebel, Berlin-Pankow, Kavalierstraße 11. Gemeinschaftlicher Verschlußmagnet für getrennte Fahrstraßen- und Signalhebel. 4. II. 21.

Kl. 20 i, Gr. 15. Sch 60 839. Hermann Schmidt, Bochum, Westf., Fahrendeller Str. 27. Selbsttätige Weichenstellvorrichtung für Straßenbahnen. 14. II. 21.

Kl. 20 i, Gr. 31. St 34 146. Otto Stritter, Dresden, Eisenstuckstraße 56. Quecksilber-Schienendurchbiegungskontakt. 17. II. 21.

Kl. 20 i, Gr. 38. S 53 571. Siemens & Halske, Akt.-Ges., Siemensstadt bei Berlin. Elektrische Zugsicherungsanlage.

Kl. 37 b, Gr. 3. V 15 508. André Voisin, Le Boucau u. Antoine Pierre Vernholes, Abesses par St. Paul-les-Dax; Vertr.: R. H. Korn, Pat.-Anw., Berlin SW 11. Zerlegbarer Mastfuß aus Eisenbetonteilen. 30. IV. 20.

Kl. 37 b, Gr. 5. I 26 164. Ingenieurbüro W. Helm, Frankfurt a. M. Bauklammer. 9. III. 20.

Kl. 37 b, Gr. 5. M 71 418. Metallwarenfabrik Rhenus G. m. b. H., Köln a. Rh. Befestigung von Ankern an Schutzschienen. 13. XI. 20.

Kl. 80 b, Gr. 5. N 19 216. Beratungsstelle für Kalk- u. Cement-Industrie Natho & Dr. Wolf vorm. Fabrikdirektoren, Essen. Verfahren zur Herstellung von Eisenportland-, Hochofen- oder Schlackenzement. 17. IX. 20.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 25. April 1921.

Kl. 5 a, Gr. 4. P 39 852. Georg Pape, Kiel, Kieler Str. 21. Rohrschneider für Tiefbohrlöcher. 18. V. 20.

Kl. 19 a, Gr. 21. S 50 766. Société Anonyme D'Ougrée Marihaye, Ougrée b. Lüttich; Vertr.: R. H. Korn, Pat.-Anw., Berlin SW 11. Spurhalter für Straßenbahnschienen. 8. VIII. 18. Belgien 10. XII. 15.

Kl. 19 a, Gr. 28. Z 11 799. Zwirner & Zöllner, Halle a. S. Einstellvorrichtung für die Rollen von Gleisrückmaschinen; Zus. z. Pat. 336 417. 20. IX. 20.

Kl. 20 i, Gr. 2. B 94 228. Johann Blaß, Bous, Saar. Vorrichtung zum zeitweisen Verhindern des Stellens von Weichenhebeln. 25. V. 20.

Kl. 20 i, Gr. 15. H 80 612. Willy Hanebutt, Westdorf b. Aschersleben. Weichenstellvorrichtung; Zus. z. Pat. 324 512. 6. IV. 20.

Kl. 20 i, Gr. 30. S 53 847. Siemens & Halske Akt.-Ges., Siemensstadt b. Berlin. Elektrische Zugsicherungsanlage mit Störungssignal. 26. VII. 20.

Kl. 20 i, Gr. 30. S 53 904. Siemens & Halske Akt.-Ges., Siemensstadt b. Berlin. Elektrische Zugsicherungsanlage mit Wechselstrombetrieb. 6. VIII. 20.

Kl. 20 i, Gr. 31. S 52 870. Siemens & Halske Akt.-Ges., Siemensstadt b. Berlin. Schienendurchbiegungskontakt mit Luftdruckwirkung. 23. IV. 20.

Kl. 20 i, Gr. 35. B 98 528. Joseph Bethenod, Paris; Vertr.: C. v. Ossowski, Pat.-Anw., Berlin W 9. Schaltungsanordnung zur Überwachung der Signale auf elektrisch betriebenen Eisenbahnzügen. 2. III. 21. Frankreich 14. II. 21

Kl. 65 a, Gr. 54. F 45 123. Karl Freisinger, Altona, Lindenstr. 20. Auslösbarer Schlepphaken. 18. VIII. 19.

Kl. 65 b, Gr. 1. M 72 175. Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg A.-G., Nürnberg. Schiffsaufschleppvorrichtung. 17. I. 21.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 28. April 1921.

Kl. 20 i, Gr. 15. U 7252. Robert Unger, Breslau, Vorwerkstr. 24. Vorrichtung zum Stellen der Weichen vom Führerstand aus. 7. X. 20.

Kl. 80 b, Gr. 12. K 76 162. Dr. Georg Kaßner, Münster i. W., Nordstr. 39. Verfahren zur Herstellung von Baumasse, Formlingen, Steinen u. dergl. aus Ton oder Lehm und Magnesia; Zus. z. Anm. K 72 547. 24. I. 21.

Kl. 85 a, Gr. 7. T 23 670. „Triton" Gesellschaft für Wasserreinigung und Wasserversorgung m. b. H., Berlin. Zerstäubungsdüse für Wasserreinigungsanlagen. 18. II. 20.

Kl. 85 c, Gr. 6. Sch 52 419. David Grove Abwasser G. m. b. H., Charlottenburg. Abwasserkläranlage, bei welcher zur Bildung einer Reinwasserzone in dem Klärbecken eine Abzugsrinne für das geklärte Wasser eingebaut ist. 5. I. 18.

Kl. 85 d, Gr. 11. K 72 300. Karl Karsubke, Berlin-Tegel, Schöneberger Str. 38. Apparat zur selbsttätigen Verhütung des Einfrierens von Wasserleitungen. 6. III. 20.

Kl. 85 e, Gr. 15. S 53 046. Carl Saß, Hamburg-Harvestehude, Mittelweg 136. Reinigungskasten für Kanalisationsrohre. 12. V. 20.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 2. Mai 1921.

Kl. 5 d, Gr. 8. C 29 029. Joseph Choppinet, Brüssel, Gustave Gillen, Löwen u. Victor Defays, Forest b. Brüssel; Vertr.: E. Peitz u. Dipl.-Ing. W. Massohn, Pat.-Anwälte, Berlin SW 68. Vorrichtung zur Bestimmung der Ablenkung von Bohrlöchern. 29. IV. 20. Belgien 23. IV. 19.

Kl. 20 i, Gr. 33. B 94 913. Otto Bender, Heidelberg, Hauptstr. 121. Vorrichtung zum Anhalten eines Zuges. 23. III. 14.

Kl. 37 a, Gr. 2. K 71 912. Bernhard Kowollik, Trier, Gilbertstr. 54. Kreuzweise bewehrte, schalungslose Formsteindecke. 2. II. 20.

Kl. 37 b, Gr. 3. St 31 829. Willy Stäubli, Zürich; Vertr.: Dipl.-Ing. E. Wesnick, Pat.-Anw., Berlin SW 61. Profilträger aus Holzlamellen. 24. III. 19. Schweiz 16. XI. 18.

Kl. 37 f, Gr. 3. L 78 821. Dipl.-Ing. Hugo Lauber, Cosel-Oderhafen. Verfahren zum Schutze von Behältern und Leitungen aus Beton für sulfathaltige, saure, auch kohlensäurehaltige Flüssigkeiten. 1. III. 19.

Kl. 37 f, Gr. 4. B 78 711. Wilhelm Buderus, Düsseldorf, Ahornstraße 4. Befestigungsvorrichtung für die Pfosten zerlegbarer Eisenbetonbauten. 21. XII. 14.

Kl. 80 b, Gr. 5. Sch 54 285. Dr. Wilhelm Schumacher, Berlin, Universitätsstraße 2/3. Verfahren zum Granulieren von Hochofenschlacke. 4. I. 19.

Kl. 80 b, Gr. 13. A 32 201. Carl Ambrosius, Berlin-Lichterfelde, Manteuffelstr. 23 a. Verfahren zur Herstellung von Kunstpreßsteinen. 11. IV. 19.

B. Erteilte Patente.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 18. April 1921.

Kl. 5 b, Gr. 13. 337 729. Karl Rahmöller, Herne i. W., Altenhofener Str. 145. Gesteinbohrhammer mit Wasserspülung. 15. X. 20. R 51 356.

Kl. 19 f, Gr. 2. 337 534. Heinrich Hahn, Oppau b. Ludwigshafen a. Rh. Verfahren zur Herstellung von unterirdischen Kanälen und Tunneln. 3. V. 19. H 76 957.

Kl. 20 g, Gr. 1. 337 525. Rheiner Maschinenfabrik Windhoff A. G., Rheine i. W. Seitenabstützung des Drehscheibenkörpers bei Drehscheiben mit unterteilten Hauptträgern. 19. VIII. 15. M 58 385.

Kl. 20 i, Gr. 11. 337 737. Eisenbahnsignal-Bauanstalt Max Jüdel & Co. Akt.-Ges., Braunschweig. Elektrisch betriebene Vorrichtung zum Stellen von Signalen u. dergl. 11. V. 20. E 25 203.

Kl. 20 i, Gr. 15. 337 576. Deutsche Maschinenfabrik A.-G., Duisburg. Automatisch wirkende Vorrichtung zur Betätigung von Weichen. 20. XII. 19. D 36 889.

Kl. 20 i, Gr. 25. 337 633. Dipl.-Ing. Lorenz Clemens, Saarbrücken, Gutenbergstr. 41. Drehvorrichtung für Straßenbahnlinienschilder. 20. IV. 20. C 29 003.

Kl. 20 i, Gr. 40. 337 738. Allgemeine Elektrizitätsgesellschaft, Berlin. Signalflügelkupplung. 25. VII. 20. A 33 846.

Kl. 84 a, Gr. 2. 337 523. August Seboldt, Schleuse Große Tränke b. Fürstenwalde, Spree. Verfahren zur Herstellung versinkbarer Bauwerke. 9. II. 19. S 49 580.

Kl. 84 b, Gr. 1. 337 524. Felix Gremmels, Mannheim, Waldparkdamm 2. Schiffhebewerk mit zweiarmigen Hebeln und Gegengewichtsausgleich. 29. XI. 18. G 47 450.

Kl. 84 c, Gr. 3. 337 721. August Hofmeister, Cassel, Luisenstr. 10. Bohrvorrichtung zum Absenken hohler Gründungspfähle, bei der auf der Bohrstange zwei Bohrer sitzen. 23. III. 13. H 61 860.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 2. Mai 1921.

Kl. 20 i, Gr. 4. 337 834. Ludwig Scholly, Lisdorf, Kr. Saarlouis. Doppelschienenweiche für drei Gleisspuren. 16. IV. 20. Sch 58 045.

Kl. 20 i, Gr. 35. 337 893. James Bernard Regan, New York; Vertr.: R. H. Korn, Pat.-Anw., Berlin SW 11. Zugkontrollsystem. 29. XI. 19. R 48 915.

Kl. 37 e, Gr. 9. 338 040. Rudolf Scherler, Lefèvrestr. 14, u. Karl Richter, Homuthstr. 8, Berlin-Friedenau. In Schalungsgerüste für Guß- und Stampfbetonwände, Decken oder

andere Bauteile einsetzbare Formen aus Papier. 18. II. 19. R 47 178.

Kl. 39 b, Gr. 8. 337 960. Plauson's Forschungsinstitut G. m. b. H., Hamburg. Verfahren zur Herstellung von Kunstholz und Gegenständen aus demselben. 16. III. 19. T 22 618.

Kl. 42 a, Gr. 19. 337 962. Karl Müller, Zürich, Schweiz; Vertr.: Dipl.-Ing. Dr. C. Landeskroener, Pat.-Anw., Dresden-A. Schraffiervorrichtung an Reißschienen mit Schalttaster. 6. II. 20. M 68 219. Schweiz 3. III. 19.

Kl. 42 c, Gr. 6. 338 004. Kreiselbau G. m. b. H., Berlin-Friedenau. Winkelmeßgerät. 15. V. 20. K 73 037.

Kl. 65 a, Gr. 3. 338 014. Eugen Max Kilgus, Breslau-Zimpel, Straße 6. Verfahren zum schalungslosen Herstellen von Eisenbetonschiffen. 10. XII. 18. L 47 495.

Kl. 65 a, Gr. 58. 337 872. Siemens & Halske Akt.-Ges., Siemensstadt b. Berlin. Prüfeinrichtung für Vorrichtungen zur elektrischen Kennzeichnung von Schiffahrtsstraßen; Zus. z. Pat. 334 140. 12. VIII. 19. S 50 791.

Kl. 84 c, Gr. 2. 337 982. Milivoj Konrad, Wien; Vertr.: Dr.-Ing. R. Geißler, Berlin SW 11. Aus ineinanderschiebbaren und abrammbaren Rohren bestehender Vortreiber zum Herstellen von Ortpfählen aus Beton. 16. X. 15. K 61 306.

BÜCHERBESPRECHUNGEN.

Die Regelung des Ostrawitza-Wildflusses. Von Baurat Ing. Hugo Werner. Wien 1921. Kommissionsverlag Lehmann & Wentzel, Ges. m. b. H.

Die die Grenze zwischen Mähren und Ostschlesien bildende Ostrawitza bildet abwärts des Wehres in Ostrawitz bis zur Mündung in die Oder auf einer Länge von rd. 47 km das Bild eines vollkommen verwilderten Gebirgsflusses bei einem Gefälle von 0,0089 bis herunter zu 0,0015 und mit einer zwischen den Grenzen 0,4 bis 1070 cbm/Sek. sich bewegenden und schroff wechselnden Wasserführung. Die Bettsohle wird von einer Schotterschicht geringer Mächtigkeit gebildet, die auf dem Grundgebirge auflagert, so daß bei Hochwasser die ganze dünne Schotterschicht in Bewegung gerät. Darin ist die Ursache der außerordentlichen Flußverwilderung und der schwierigen Erhaltung ausgeführter Schutzbauten zu erblicken. Zur Behebung der Übelstände wird eine Regelung durch Querbauten unter tunlichster Streckung des Flußlaufes vorgeschlagen. Da das große Sohlengefälle durch feste Sohlschwellen stufenförmig gebrochen wird, so ist eine übermäßige Eintiefung des Flußbettes in seinem Oberlaufe und eine übermäßige Aufhöhung desselben in seinem Unterlaufe nicht zu befürchten, und deshalb kann der geplanten Streckung in diesem Ausnahmefalle wohl beigepflichtet werden, während ihrer vom Verfasser ohne Einschränkung allgemein befürworteten Anwendung nicht beigetreten werden kann.

Nachdem die ungünstigen Ergebnisse der üblichen Bauweisen mit Baukörpern aus Busch- und Holzwerk, die bisher bei den Teilregelungen an der Ostrawitza verwendet worden sind, dargelegt sind, wird unter Hervorhebung der technischen und volkswirtschaftlichen Vorteile die Drahtschotterbauweise als für die Ostrawitzaregelung besonders geeignet empfohlen. Diese Bauweise (System Palvis — die patentierten Behälter werden in Österreich von der „Unternehmung für Berg- und Wildbachverbauung" G. m. b. H. in Klagenfurt hergestellt —) besteht in der Verwendung von Körpern aus einer Drahtnetzumhüllung mit einer Füllung von Flußsteinen zu Flußregelungsbauten. Ihr Wesen beruht darauf, daß die Baukörper infolge ihrer großen Schwere vom Wasser nicht weggeschwemmt werden können und andererseits wegen ihrer Biegsamkeit jede entstehende Unterwaschung sogleich wirksam ausfüllen. Die Baukörper können daher in ihrer Form verändert, aber, solange der Draht hält, nicht zerstört werden. Ihre Haltbarkeit hängt also von der des Drahtes ab. Der Verfasser weist hinsichtlich des letzteren Punktes darauf hin, daß die in Italien, Frankreich und Spanien nach dem System Palvis ausgeführten Bauten schon seit mehr als 20 Jahren bestehen. Auch bei den bisher an der Ostrawitza ausgeführten Bauten hat diese Bauweise ihre Tauglichkeit unter den schwersten Bestandsbedingungen erwiesen, wie das an der Vorführung von Beispielen dargetan wird.

Die durch zahlreiche gute Abbildungen und 14 Tafeln erläuterte und anregende Schrift bildet eine sehr wertvolle Bereicherung der Flußbauliteratur. H. Engels.

Die Theorie der Kolkbildung und deren Verwertung zur Berechnung der Fundierungstiefen von Wasserbauten an Gebirgsflüssen und Wildbächen. Von Ing. Dr. techn. Karl Riediger, Baurat im österreichischen Staatsamte für Land- und Forstwirtschaft 1920. Wien und Leipzig. Druck und Verlag von Carl Gerolds Sohn. Preis geheftet M 25,—.

Der Verfasser hat die Aufgabe, die Kolkwirkungen des strömenden Wassers, die ausschließlich durch jähe, sturzartige Gefällsänderungen entstehen, wissenschaftlich zu untersuchen, mit bemerkenswertem Geschick und mit voller Beherrschung der Hydrodynamik gelöst. In den Fachkreisen hat sich durch die Erfahrung die Erkenntnis eingestellt, daß das sicherste Sturzbett ein hinreichend tiefes Wassersturzbett ist und daß nur ein solches die Sperrenkörper gegen Unterkolkungen schützen kann. Die im ersten Abschnitt gewonnenen theoretischen Ergebnisse sind im zweiten Abschnitt angewendet worden auf die Bestimmung der Tiefen- und Längenabmessungen der Kolke unterhalb künstlicher Gefällsstufen, auf Sohlschwellen, Rampensperren und Buhnen, auf die Kolkungen des Flußbettes zwischen den Hinterköpfen von Brückenpfeilern, an den Köpfen hochwasserfreier Querbauten sowie am Ende von Flußkrümmungen, auf die Kolkwirkungen beim Anprall des Wassers an einen Uferschutzbau und endlich auf die Erosion längs künstlicher Uferwerke.

In allen Betrachtungen tritt uns ein zugleich wissenschaftlich denkender und scharf beobachtender Ingenieur entgegen, der in der großen einschlägigen Literatur durchaus bewandert ist. Nur die Berechnung des Brückenstaues berücksichtigt nicht die durch Rehbocks klassische Versuche gewonnene Erkenntnis und die Anregungen Kreys.

Wir können das sorgfältige Studium des Werkes nur auf das wärmste empfehlen. Allerdings wird es nur dem mit den Lehren der Hydraulik vollständig vertrauten und wissenschaftlich-selbständig arbeitenden Ingenieur den Weg weisen, die für die Kolktiefen abgeleiteten Formeln sinngemäß anzuwenden. H. Engels.

Technische Studienhefte. Heft 2. Statik und Festigkeitslehre, Lehrheft, elementar bearbeitet von Baurat Carl Schmidt, Prof. a. d. Baugew.-Schule Stuttgart. Mit 8 Tfl. u. 25 Tabellen. Sechste Aufl. Stuttgart 1920, Konr. Wittwer. Preis geh. M 8,—.

Das Heft behandelt die Grundaufgaben der graphischen Statik, die Grundzüge der Festigkeitslehre und zwar in recht zweckmäßiger Weise, stets im Anschluß an das Baumaterial und dessen Beeinflussung durch die verschiedenartigsten Einflüsse — alsdann einfache Träger, deren Querschnittsbestimmung bzw. deren Spannungsermittlung. Weiter werden kurz behandelt: Eisen- und Holzverbindungen. Für die Schüler der Baugewerkschulen kann das vorliegende Heft bestens empfohlen werden. In verhältnismäßiger Kürze bringt es in klarer Zusammenfassung und Darstellung das Notwendigste aus der Festigkeitslehre für die Baugewerkschüler, ohne naturgemäß sich auf größere theoretische Herleitungen und Erörterungen einlassen zu können.

Heft 14. Baumechanik, einschl. Eisenbeton. Von demselben Verfasser u. Verlage. 1920. Mit 5 Tfl. u. 9 Tabellen. Preis geheftet 6,— M.

Behandelt werden Fachwerke, insbesondere aus Eisen, Verstrebungen und Holzstabwerke, Mauern und Gewölbe, dann folgt ein kurzer Abschnitt — 11 Seiten! — über Eisenbeton und endlich ein Abschnitt von 2 Seiten über ebene Steindecken. Es liegt auf der Hand, daß bei dem geringen Umfange von insgesamt 42 Seiten selbst für einen Baugewerkschüler nur das unumgänglich Notwendige gebracht werden kann. Für den Gebrauch an Hochschulen ist das Heft nicht geeignet, soll es ja auch nicht sein. M. F.

Tabellen zur Berechnung von einfach und doppelt armierten Balken und Platten aus Eisenbeton, mit Hilfstafel für Plattenbalken, aufgestellt von Ing. Ernst Geyer. Mit 4 Textfig. Verlag Julius Springer. Berlin 1921. Preis brosch. M 6,—.

Die Geyerschen Tabellen sind schon seit längerem in der Praxis eingeführt und bestens bekannt. Die jetzt vorliegende, für einen größeren Fachkreis bestimmte Bearbeitung schließt sich den neuen Eisenbetonbestimmungen an und gibt Tabellen für einfache und doppelt bewehrte Rechtecksquerschnitte und Hilfstabellen für Plattenbalken; endlich sind auch Tabellen angefügt zur Ermittlung der wirtschaftlich günstigsten Bewehrung. Die Einleitung der Tabellen ist im Hinblicke auf die Druckkosten kurz. Eine Anzahl einfacher, klarer Rechnungsbeispiele erläutert die Anwendung der Tabellen und läßt erkennen, wie einfach mit ihrer Hilfe sich die Rechnung tatsächlich gestaltet und wie verhältnismäßig genau und fehlerfrei sie ausgeführt werden kann. Dabei sind die Tabellen sowohl zur Nachrechnung gegebener Querschnitte bei Belastung, also zur Spannungsermittlung — als auch vorwiegend zur Querschnittsbestimmung geeignet. Der Hauptvorteil der Tabellen ist aber der, daß man bei Zugrundelegung eines bestimmten Verhältnisses von σ_b/σ_e und gegebener Querschnittshöhe, zunächst zu erkennen vermag, ob die angenommenen Spannungsgrenzwerte wirklich zu einem wirtschaftlichen Querschnitt in bezug auf die Eisenmenge führen und, falls das nicht der Fall ist, auf eine weitere Tabelle zu deren Auffindung hinweisen. Ein kleiner Nachteil der Tabellen ist der, daß einmal u. U. Korrekturen in der Rechnungsdurchführung notwendig sind und daß die wertvolle Tabelle für die wirtschaftlich-günstige Bewehrung unter der Annahme aufgestellt ist, daß die Entfernung der Druckeisen vom oberen Rande $\frac{x}{3}$ beträgt. Das sind aber nur kleine Nachteile, wie sie

schließlich allen Tabellen, welche alle möglichen Fragen lösen sollen, anhaften. Es steht zu erwarten, daß die Geyerschen Tabellen sich in der Praxis immer weiter einführen werden, um so mehr als ihr Studium nur kurze Zeit in Anspruch nimmt und — vielleicht leider! — selbst ein im Verbundbau theoretisch nicht vollkommen Vorgebildeter an der Hand der Tabellen die wichtigsten Aufgaben aus dem Gebiete der gebogenen Balken und Platten unschwer richtig lösen kann. Die ganze Schrift umfaßt nur 22 Seiten. Ausstattung und Darstellung sind anerkennenswert gut. M. F.

Wiechula, Siedelungen ohne Anzahlung und billigste Beschaffung von Lebensmitteln. Verlag Kleinfarm-Gesellschaft m. b. H., Berlin-Friedenau. Preis M 15,—.

Die Broschüre ist eine Werbeschrift für den das Siedlungswesen betreibenden Kleinfarmverein, der sich die Aufgabe stellt, kleine Eigenheime in Form von Farmen, ohne eine stärkere Belastung des Erwerbers, herzustellen und zu diesem Zweck Förderer und Gönner zur Kapitalbeschaffung sucht. Wie das alles gedacht ist, darüber mag die oben genannte Broschüre selbst Auskunft geben. Ob sich allerdings die dort vertretenen Gedanken werden in die Wirklichkeit in dem geplanten Maßstabe umsetzen lassen, muß vielseitige Bedenken hervorrufen. M. F.

Technische Auskünfte aus dem Gebiete des Beton- und Eisenbetonbaus. Ausgabe B. Herausgegeben im Selbstverlage des Deutschen Beton-Vereins. 1921.

Im Jahre 1913 hat der Deutsche Beton-Verein in der Ausgabe A eine Reihe technischer Auskünfte aus dem Gebiete des Beton- und Eisenbetonbaus herausgegeben. Die Ausgabe B ist eine Fortsetzung hiervon und enthält technische Auskünfte über Fragen, die in der Zwischenzeit geklärt worden sind und wohl das ganze Gebiet der Betonanwendung umfassen. Aus der großen Fülle der hier behandelten Einzelfragen seien nur die folgenden herausgehoben, um zu zeigen, um welche Vielseitigkeit es sich handelt. Dabei sind alle einzelnen Abschnitte mit allererster Sachkenntnis, Genauigkeit und Klarheit behandelt. Es seien genannt: Boden- und Wandbelag in Schwimmbassins, Dichtung von Beton, Einwirkung von Gas- und Ammoniakwasser auf Beton, desgleichen von Kohle, von Öl, von Säuren und Salzen, Getreidespeicher, Kühltürme aus Eisenbeton, Grubenstempel aus Beton, Steinzolzfußböden auf Eisenbeton, Unfälle an Eisenbetonbauten in den Jahren 1911—1918, Verhalten des Betons im Moor usw.

Nicht nur der Verbraucher von Beton, sondern ein jeder Bauingenieur wird in dem vorliegenden, 80 Seiten umfassenden Hefte reiche Belehrung finden. Es ist dem Deutschen Beton-Verein und vornehmlich seinem tätigen Direktor Dr.-Ing. Petry deshalb der uneingeschränkteste Dank aller Fachkreise für diese Sammlung an Erfahrungssummen, sicher. An das viele Wertvolle, das der Deutsche Betonverein den Bauingenieuren bisher geschenkt hat, reiht sich die vorliegende Arbeit bestens an. M. F.

Die Wärmeverluste durch ebene Wände, unter besonderer Berücksichtigung des Bauwesens. Von Dr.-Ing. Karl Hencky. Verlag R. Oldenbourg, München u. Berlin 1921. Preis M. 26,—, geb. 36,—.

Der Verfasser wirkte durch mehrere Jahre als Assistent an dem Laboratorium für technische Physik der technischen Hochschule in München, das auf dem Gebiete der Wärmetechnik eine Reihe wertvoller Arbeiten hervorgebracht hat. Die Frage der Wärmehaltung von Bauwerken hat nach dem Kriege infolge der Kohlennot größere Beachtung gefunden als es vorher üblich war, und der Verfasser hat sich der dankbaren Aufgabe unterzogen, das vorhandene Material zu sichten und mit Hilfe der Versuchsergebnisse den Wärmeverlust durch ebene Wände rechnerisch zu erfassen.

Ausgehend von den physikalischen Grundlagen der Wärmebedarfsrechnung stellt der Verfasser di Gesetze für die Übertragung der Wärme durch massive und hohle Mauern, der Luftdurchlässigkeit durch poröse Baustoffe und Fugen zusammen.

Daran reiht sich eine Gegenüberstellung der Berechnung der Wärmeverluste durch Wände mit den Ergebnissen von Versuchen. Wertvoll sind u. a. auch die Zusammenstellungen der Wärmeleitzahlen und Luftdurchlässigkeitszahlen, wie sie unter verschiedenen Verhältnissen für Mauerwerk aus verschiedenen Materialien gefunden wurden.

Zum Schluß werden die Wärmebedarfszahlen an einigen Beispielen und der gesamte Wärmeverlust durch eine Außenmauer berechnet und Richtlinien für eine wärmetechnisch wichtige Ausgestaltung von Bauwerken aufgestellt.

Im Anhang findet man eine Zusammenstellung der wichtigsten Gleichungen, Diagramme und Zahlentafeln für die Berechnung des Wärmebedarfs bzw. -verlustes bei ebenen Wänden.

Der Verfasser hat die im Vorstehenden genannten Aufgaben in systematischer und übersichtlicher Weise durchgeführt und dem Konstrukteur von Hochbauten ein wertvolles Hilfsbuch geboten. E. P.

Der Eisenbahnbau. Leitfaden für den Unterricht an den Tiefbauabteilungen der Baugewerbeschulen und verwandten technischen Lehranstalten. Von A. Schau, Staatl. Gewerbeschuldirektor und Regierungsbaumeister. I. Teil. Allgemeine Grundlagen, Bahngestaltung, Grundzüge für die Anlage der Bahnen. 4. verbesserte Auflage. Gr. 8° mit 182 Abb. im Text. Verlag von B. G. Teubner in Leipzig und Berlin 1921. Kartoniert 9,60 M.

Das Buch behandelt nach einigen kurzen Eingangsbemerkungen allgemeinen und geschichtlichen Inhalts in gesonderten Abschnitten: die Bahngattungen, die amtlichen Vorschriften und Vereinbarungen, die wichtigsten eisenbahntechnischen Begriffe und gelangt dann zum Hauptkapitel über Bahngestaltung, das die Querschnittsanordnung des Bahnkörpers, den Oberbau und die Gleisverbindungen sowie die Nebenanlagen der freien Strecke umfaßt. Beim Oberbau sind einerseits die bauliche Gestaltung des Gleises als Gesamtgebilde und alle seine Einzelteile ausführlich besprochen und durch klare Abbildungen erläutert, anderseits werden auch die Oberbauarbeiten beim Verlegen und bei der Unterhaltung einschließlich der Geräte eingehend behandelt, auch die Kostenfrage wird berührt. Bei den Gleisverbindungen werden die üblichen Weichenformen hauptsächlich in baulicher Beziehung vorgeführt und die Linienbilder und Maße der preußischen Bauformen gegeben. Kurze Angaben über Drehscheiben und Schiebebühnen und ihre Kosten vom Jahre 1914 schließen sich an. Bei den Nebenanlagen sind hauptsächlich Wegeübergänge in Schienenhöhe mit allem Zubehör und die Schutzanlagen gegen Feuer, Windbruch und Schnee ausführlich behandelt worden.

Das Schlußkapitel: Grundzüge für die Anlage der Bahnen ist eine gedrängte Anleitung für das Trassieren und bespricht die wichtigsten Regeln für die allgemeine und bauliche Anordnung einer Eisenbahnlinie sowie die wichtigsten betriebstechnischen Grundlagen für die Linienführung.

Da das Buch ein Leitfaden für die Schüler technischer Mittelschulen sein soll, macht der Verfasser keinerlei Voraussetzungen. Alle Begriffe werden schrittweise entwickelt, die Bedeutungen der Fachausdrücke möglichst scharf umrissen und gegeneinander abgegrenzt. Die Gegenüberstellung der Vor- und Nachteile der einzelnen Einrichtungen regt zum Nachdenken an, womit gerade dem Lernenden ein besonderer Dienst erwiesen sein dürfte.

Mit Rücksicht auf die außerordentliche Wichtigkeit des Oberbaues im zukünftigen Beruf seiner Schüler hat der Verfasser das Hauptgewicht auf den Abschnitt Oberbau gelegt und ihm 116 von 166 Seiten gewidmet. Allerdings werden fast ausschließlich preußische Formen vorgeführt, was der Verbreitung des Buches ein wenig hinderlich sein könnte.

Dem Verfasser ist es gelungen, eine Knappheit und dabei Anschaulichkeit des Ausdrucks zu finden, daß sich das Buch für jeden angenehm liest. Daß es bereits in 4. Auflage erscheint, spricht von selbst für seine Brauchbarkeit für Schule und Praxis.

II. Teil: Stationsanlagen und Sicherungswesen. Dritte verbesserte Auflage, mit 297 Abbildungen im Text und auf einer Tafel. B. G. Teubner, Leipzig 1919. Kart. 6,80 M (Band 16 der Sammlung: „Der Unterricht an Baugewerkschulen.").

Das Buch ist als Leitfaden für den Unterricht in der obersten Klasse der Tiefbauabteilungen gedacht und richtet deshalb Auswahl und Umfang der Bearbeitung des Stoffes hiernach ein. Es behandelt auf nur 148 Seiten das gesamte Gebiet der Stationsanlagen einschließlich des Sicherungswesens vollständig, muß aber für die Ausführlichkeit der Darstellung nicht die sachliche Wichtigkeit der einzelnen Gegenstände allein, sondern die Bedürfnisse der künftigen Bahnmeister oder technischen Mittelbeamten maßgebend sein lassen. Deshalb ist namentlich auf die bauliche Seite aller Bahnhofsanlagen und der Sicherungseinrichtungen und auf zahlreiche gute Abbildungen dazu großes Gewicht gelegt und auf die zeichnerischen Darstellungsarten genau eingegangen, während z. B. Wesen und Anlage von Verschiebebahnhöfen kurz wegkommen. Die gegenseitige Abwägung ist mit glücklicher Hand getroffen. Den Ausführungen sind häufig preußische Verhältnisse zugrunde gelegt.

Die schon dem 1. Teil dieses Leitfadens, Band 15, nachgerühmte Kürze und Bestimmtheit des Ausdrucks fallen auch bei diesem Buche wieder angenehm auf, so daß es recht gut geeignet ist, dem Lernenden einen kurzen Überblick über die Hauptpunkte dieses großen Gebietes zu vermitteln. Dem tut auch wenig Abbruch, wenn erwähnt wird, daß sich stellenweise, z. B. in den einleitenden Ausführungen über Signale und bei der Besprechung der Blocksicherung eine noch anschaulichere Darstellung bei einer Neuauflage des Buches wird finden lassen. Dr.-Ing. Gläsel.

Doktor-Ingenieure ehrenhalber.

Rektor und Senat der Technischen Hochschule Darmstadt haben auf einstimmigen Antrag der Abteilung für Ingenieurwesen die Würde eines Doktor-Ingenieurs ehrenhalber verliehen dem Mitinhaber der Firma A. Klönne in Dortmund, Moritz Klönne, in Anerkennung seiner großen Verdienste, die er sich um die Entwicklung des modernen Eisenbaues erworben hat, insbesondere unter Berücksichtigung der hervorragenden Leistungen der Firma auf dem Gebiet des Behälterbaues, und dem Direktor der Firma Ph. Holzmann, A.-G. in Frankfurt a. M., Julius Kesselheim, in Anerkennung seiner hervorragenden Verdienste um die Entwicklung des Ingenieurbauwesens, insbesondere durch die Ausbildung neuerer Methoden zur Bewältigung von Massenförderungen bei großen Bauten.

Für die Schriftleitung verantwortlich: Geheimrat Dr.-Ing. E. h. M. Foerster, Dresden. — Verlag von Julius Springer in Berlin W.
Druck von H. S. Hermann & Co., Berlin SW 19, Beuthstrasse 8.

DER BAUINGENIEUR

2. Jahrgang | 15. Juli 1921 | Heft 13

BRÜCKENSTAU UND WALZENBILDUNG.

Untersuchungen aus dem Flußbau-Laboratorium der Technischen Hochschule zu Karlsruhe.

Von Th. Rehbock.

Mit dem Namen „Stau" bezeichnet man die durch Einbauten in einen Wasserlauf bewirkte Hebung des Wasserspiegels oberhalb der Einbaustelle. Der Brückenstau „z" ist daher das Maß der durch die Pfeiler und Widerlager einer Brücke hervorgerufenen Hebung des Wasserspiegels oberhalb dieser Einbauten derjenigen Lage gegenüber, welche der Wasserspiegel bei der gleichen Abflußmenge beim Nichtvorhandensein der Brücke aufweisen würde (Abb. 1).

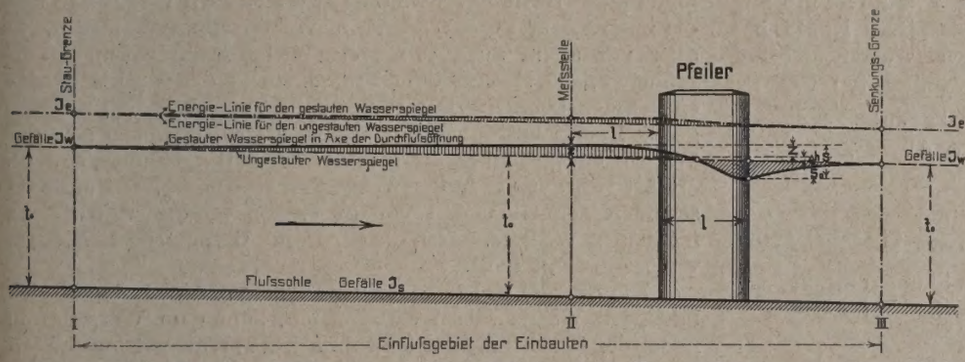


Abb. 1. Darstellung des Einflusses von Brückenpfeilern auf die Wasserspiegellage im Längenschnitt eines Flußlaufes.

Es ist üblich, den Brückenstau z mit Formeln zu berechnen, welche auf theoretischem Weg für eine reibungslose (vollkommene) Flüssigkeit unter Verwendung der Geschwindigkeitsgefälle im Wasserlauf abgeleitet wurden. Diese Formeln sind aber auf Trugschlüssen aufgebaut. Denn in der überwiegenden Mehrzahl aller praktisch vorkommenden Fälle müßte eine auf diese Weise, d. h. ohne Berücksichtigung der Rauhigkeitsgefälle richtig durchgeführte Berechnung die Stauhöhe Null ergeben, und zwar in allen Fällen, in denen das Wasser beim Durchfluß durch die Brücke die „rein strömende" Bewegung beibehält, d. h. an keiner Stelle die Wellengeschwindigkeit erreicht[1]).

Wenn bei den gebräuchlichsten Brückenstauformeln, z. B. derjenigen von d'Aubuisson, obschon sie theoretisch für reibungslose Flüssigkeiten abgeleitet sind, sich auch beim rein strömenden Durchfluß des Wassers endliche Stauhöhen ergeben, so ist dies nur auf die fehlerhafte Ableitung dieser Formeln zurückzuführen. Denn es wurden bei der Ableitung die negativen Geschwindigkeitsgefälle, die beim Austritt des Wassers aus dem durch die Einbauten eingeengten Querschnitt in das Unterwasser der Brücke auftreten, vernachlässigt, indem zwischen den Einbauten eine mit dem Wasserspiegel im unverbauten Fluß zusammenfallende Wasserspiegellage angenommen wurde, während in Wirklichkeit der Wasserspiegel zwischen den Einbauten infolge des Auftretens negativer Geschwindigkeitsgefälle nicht unbeträchtlich tiefer als der Unterwasserspiegel liegt.

Diese Vernachlässigung der in der vollen theoretischen Höhe zur Wirkung kommenden negativen Geschwindigkeitsgefälle, die schon so häufig im Wasserbau zu ganz falschen Annahmen über die auftretenden Wasserspiegellagen geführt und dadurch erheblichen Schaden verursacht hat, erwies sich auch für die Beurteilung des Brückenstaues als verhängnisvoll. Infolge dieser unrichtigen Annahme hat der bedeutende Aufwand an Arbeit, der seit über einem Jahrhundert auf die theoretische Ermittelung der Größe des Brückenstaues verwandt wurde, zu keinem brauchbaren Ergebnis geführt.

Das einzige Maß, das man beim rein strömenden Durchfluß des Wassers durch Brückeneinbauten aus den Geschwindigkeitsgefällen berechnen kann, ist die beim reibungslosen Durchfluß eintretende Senkung des Wasserspiegels, die **Senke** „s" zwischen den Einbauten. Sie ergibt sich als die Differenz der Geschwindigkeitshöhen im eingeengten und im unverbauten Querschnitt von der Tiefe t_0 aus der Gleichung:

$$s = \frac{Q^2}{2g}\left\{\left(\frac{1}{\Sigma b\,(t_0 - s)}\right)^2 - \left(\frac{1}{B\,t_0}\right)^2\right\} \quad . . (1$$

wenn die Bezeichnungen der Abbildungen 1 u. 2 zugrundegelegt werden.

Diese Senke s hat aber mit dem Stau z nichts zu tun. Die **Stauhöhe** „z" läßt sich beim rein strömenden Durchfluß des Wassers theoretisch überhaupt nicht berechnen. Auch die bei den seither verwandten Formeln für den Brückenstau zur Berücksichtigung des Einflusses der „Kontraktion" vorgenommenen Verbesserungen der abgeleiteten Formeln, bei denen meist die nutzbaren Durchflußweiten b' der einzelnen Öffnungen aus den wirklichen Breiten b durch Multiplikation mit einem Beiwert, dem Kontraktionsbeiwert μ, ermittelt werden, sind nicht geeignet, die nach Art ihrer Ableitung wertlosen Formeln brauchbar zu gestalten. Es ist auch nicht logisch, die Breiten der Durchflußöffnungen mit diesem Beiwert zu multiplizieren. Denn die Einengung des Wasserstromes durch die Ablenkung der Wasserfäden an den Einbauten, die durch den Beiwert berücksichtigt werden soll, wird in erster Linie durch die Breite der Einbauten und nur bei ganz schmalen Durchflußöffnungen auch merklich durch die Breite der Durchflußöffnungen beeinflußt.

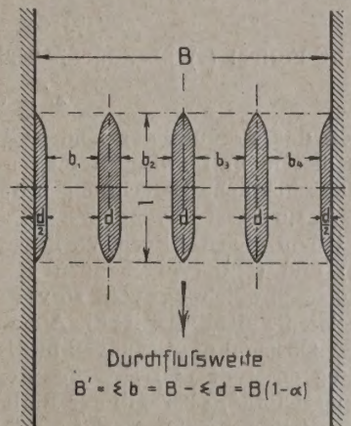


Abb. 2. Lageplan mit Angabe der gewählten Bezeichnungen.

Schon in früheren Arbeiten[2]) wurde vom Verfasser aus-

[1]) Th. Rehbock, Betrachtungen über Abfluß, Stau und Walzenbildung bei fließenden Gewässern, Berlin 1917, Jul. Springer, Festschrift der Technischen Hochschule Karlsruhe.

[2]) Th. Rehbock, Zur Frage des Brückenstaues, Zentralbl. d. Bauverw. 1919, Nr. 37.

geführt, daß der Brückenstau beim rein strömenden Durchfluß als reiner Reibungsstau sich der theoretischen Berechnung entziehen muß, so daß nur der Weg der Beobachtung zu seiner Bestimmung führen kann. Da aber auch Beobachtungen an den natürlichen Wasserläufen nicht die für die Ableitung von Stauformeln ausreichenden Grundlagen zu liefern vermögen, wurden im Karlsruher Flußbaulaboratorium weit über 2000 verschiedene Stauversuche mit Brückeneinbauten verschiedener Gestalt an Modellen durchgeführt, um die Gesetze der Bildung des Brückenstaues erforschen und Formeln für die Bestimmung der Stauhöhen ableiten zu können. Für eine der am häufigsten verwendeten Formen von Brückenpfeilern wurde das Ergebnis der ausgeführten Untersuchungen bereits veröffentlicht[2]).

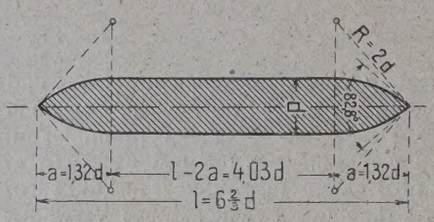


Abb. 3.
Wagerechter Querschnitt des beiderseitig linsenförmig zugespitzten Pfeilers.

Für den in Abb. 3 dargestellten Pfeiler, der im wagerechten Querschnitt beiderseitig halblinsenförmig zugespitzte Köpfe besitzt, wurde für den rein strömenden Wasserdurchfluß (Durchflußart I), bei dem die Wellengeschwindigkeit $\sqrt{g\,t_0}$ an keiner Stelle erreicht wird, die Stauhöhe z_I zu:

$$z_I = (0{,}72 + 1{,}2\,\alpha + 4\,\alpha^4)\,(1 + 2\,\omega)\,\alpha\,k_0 \quad \ldots\ldots \quad (2$$

gefunden. Dabei bedeutet:

$$\alpha = \frac{f}{F} = \frac{\text{Verbauter Teil des Flußquerschnittes}}{\text{Querschnitt des unverbauten Flusses}} = \textbf{Verbauung,}$$

$$\omega = \frac{k_0}{t_0} = \frac{\text{Geschwindigkeitshöhe im unverb. Fluß}}{\text{Wassertiefe im unverbauten Fluß}} = \left\{\begin{matrix}\textbf{Fließver-}\\ \textbf{hältnis.}\end{matrix}\right.$$

Die Formel (2) gilt so lange, als:

$$(\alpha + 0{,}13)\,(\omega + 0{,}046) < 0{,}048, \quad \ldots\ldots\ldots \quad (3$$

weil alsdann der Durchfluß rein strömend erfolgt.

Für die bei Brücken gewöhnlich vorliegenden Verhältnisse, bei denen:

$$0{,}06 < \alpha < 0{,}16 \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad (4$$

$$0{,}03 < \omega < 0{,}10, \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad (5$$

geht Formel (2) über in die Näherungsformel:

$$z_I' = \alpha\,k_0, \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad (6$$

weil das Produkt der beiden Klammerwerte der Formel (2) in diesem Fall zwischen 0,84 und 1,12 liegt und daher für überschlägliche Berechnungen durch den angenäherten Mittelwert 1,0 ersetzt werden kann. Die Näherungsformel ergibt bei dem gleichzeitigen Vorliegen der beiden aus den Formeln (4) und (5) hervorgehenden Kleinstwerten von α und ω die Höchstabweichung von 16 vH vom wahren Werte; in den meisten Fällen aber ist die Annäherung eine wesentlich bessere.

Obschon die Stauhöhe in diesem Fall lediglich durch Reibung entsteht und sich aus der Hebung der Bernoullischen Energielinie[3]) oberhalb der Einbauten infolge der Verstärkung des Reibungsgefälles erklären läßt, haben Versuche doch gezeigt, daß die Rauhigkeit der Wandungen der Einbauten nur einen sehr geringen Einfluß auf die Größe des Brückenstaues ausübt.

Die Versuche, die für die gleichen Einbauformen bei glatten und rauhen Wandungen ausgeführt wurden, haben einwandfrei ergeben, daß nur ein sehr kleiner Bruchteil des im Brückenstau zum Ausdruck kommenden Verlustes an potentieller Energie auf die Reibung des Wassers an den Wandungen der Pfeiler und Widerlager zurückzuführen ist. Dies erklärt sich daraus, daß die Vermehrung des Reibungsgefälles nur auf die meist nicht sehr bedeutende Längenerstreckung der Einbauten zur Geltung kommt, wobei selbst eine erhebliche Zunahme des relativen Oberflächengefälles keine erhebliche Vermehrung des absoluten Gefälles, das sich durch Multiplikation der Länge der Einbauten mit dem relativen Gefälle ergibt, hervorrufen kann.

Daß die Rauhigkeit der Wandungen von so geringem Einfluß ist, erklärt sich auch daraus, daß der eigentliche Wasserstrom nicht mit den Einbauten in ihrer ganzen getauchten Oberfläche in Berührung steht, daß er sich vielmehr auf größere Strecken von den Wandungen der Einbauten trennt, wobei nur die zwischen den Einbauten und dem Wasserstrom sich bildenden **Walzen,** in denen sich das Wasser erheblich langsamer als im Wasserstrom selbst bewegt, die Wandungen berühren. (Abb. 4a.)

Der Wasserstrom wird in diesem Fall zum Teil durch die entstehenden Walzen und Wirbel begrenzt, die zunächst durch Einengung des Querschnittes des Wasserstromes und durch Erhöhung der Abflußgeschwindigkeit die Senken vergrößern und die innere Arbeit des Wassers im Wasserstrom verstärken, die aber vor allem auch selbst erhebliche Energiemengen verbrauchen, die sie nur dem Energievorrat des Wasserstromes entnehmen können. Der auch durch Versuche nachgewiesene große Energieverbrauch der Wasserwalzen, in denen sich das Wasser hauptsächlich in geschlossenen Ringbahnen bewegt, erklärt sich aus der in den Walzen eintretenden Mischung verschieden schnell und sogar in entgegengesetzter Richtung fließenden Wassers, durch die der Borda-Carnotsche Leistungsverlust erzeugt wird.

Die Energie, welche die an den Pfeilern und Widerlagern sich bildenden Wasserwalzen verbrauchen, kann dem Wasserstrom nur an den Berührungsflächen zwischen dem Wasserstrom und den Walzen entzogen werden. Diese Berührungsflächen wirken auf den Wasserstrom in der Tat wie äußerst rauhe Wandungen, so daß ein zwischen Wasserwalzen hindurch zum Abfluß kommender Wasserstrom eine besonders stark geneigte Energielinie aufweist, deren Gefälle dasjenige der Energielinie eines zwischen rauhen festen Wandungen abfließenden Stromes mit gleichen Wassergeschwindigkeiten erheblich übertrifft.

Eine Berechnung des Gefälles ist auch nach Festlegung der Begrenzungen des eigentlichen Wasserstromes mit den gebräuchlichen Formeln für das Reibungsgefälle nur ungenau möglich, da die Reibungsbeiwerte für den durch Wasserwalzen begrenzten Strom nicht bekannt sind und sich bei den verschiedenen Formen und Wirkungsweisen der Walzen und Fließwirbel auch nur schwer allgemein werden festlegen lassen. Die Vergrößerung des Energieverbrauches infolge des Einflusses der Einbauten einer Brücke, die in dem steileren Gefälle der Bernoullischen Energielinie zum Ausdruck kommt, erstreckt sich nicht nur auf die Länge der Einbauten und der von ihnen erzeugten Walzen, sondern beginnt stromabwärts bereits in einiger Entfernung unterhalb der Einbauten, weil sich auch noch unterhalb der eigentlichen Walzen Störungen des Wasserabflusses ausbilden, die sich in Schlängelungen der Wasserfäden auch an der Oberfläche kenntlich machen und die innere Reibung des Wassers vergrößern.

Über die Einteilung und Benennung der verschiedenen Wasserwalzenarten und über ihre grundlegende Bedeutung für die Abflußerscheinungen bei fließenden Gewässern wurde vom Verfasser in der Festschrift der Karlsruher Technischen Hochschule 1917[1]) ausführlich berichtet. Dabei wurde an Hand von Versuchen besonders auf die starke Energieverzehrung durch die über dem Wasserstrom liegenden „Deckwalzen" mit wagerechter Drehachse (Abb. 4b) hingewiesen.

Wenn die bei Brückeneinbauten beim rein strömenden Durchfluß auftretenden Walzen mit im allgemeinen lotrechten Achsen auch keine so starke energieverzehrende Wirkung

---

3) Die Energie-Linie ist eine um die jeweilige Geschwindigkeitshöhe $k_0 = \alpha_u \cdot \frac{u^2}{2\,g}$ über dem Wasserspiegel liegend gedachte Linie. Der Wert α_u ist der Geschwindigkeitshöhen-Ausgleichwert und liegt zwischen 1,03 u. 1,20. Er wird vielfach gleich 1,0 gesetzt, d. h. vernachlässigt. Dies ist auch bei Ableitung der Formeln (2) u. (6) geschehen. Der Wert u bedeutet die mittlere Abflußgeschwindigkeit im ganzen unverbauten Querschnitt.

besitzen, als die beim Übergang des schießenden in den strömenden Abfluß auftretenden Deckwalzen, so ist doch auf den Energieverbrauch dieser Walzen der Brückenstau beim rein strömenden Durchfluß überwiegend zurückzuführen.

Soll die Stauwirkung von Brückeneinbauten klein gehalten werden, so läßt sich dies dadurch erreichen, daß den Pfeilern eine Form gegeben wird, die möglichst wenig Walzenbildungen hervorruft.

Bei Brückenpfeilern können zwei Arten von Walzen unterschieden werden:

Seitenwalzen und Unterwalzen.

Oberhalb des Oberhauptes der Pfeiler werden selbst bei rechteckig begrenzten Pfeilerköpfen im allgemeinen keine Walzen beobachtet (Abb. 9 u. 10 der Beilage). Höchstens können hier ganz schwache Ansätze zu Walzenbildungen wahrgenommen werden.

Die Bildung der an den beiden Längsseiten der Pfeiler liegenden „Seitenwalzen" hängt hauptsächlich von der Form des oberen Pfeilerkopfes ab. Bei schlank zugespitzten und halblinsenförmigen Pfeilerköpfen fehlen sie vollständig (Abb. 1 und 2 der Beilage). Bei halbkreisförmigen Köpfen (Abb. 3 der Beilage)[4]) treten sie bei längeren Pfeilern unterhalb des Kopfes in einer Längenerstreckung von etwa der doppelten Pfeilerbreite auf, wobei die Breite der einzelnen Walzen etwa den vierten Teil der Pfeilerbreite erreicht.

Bei einem rechteckig begrenzten Oberhaupt (Abb. 9 u. 10 der Beilage) wächst die Breite der Seitenwalze beiderseitig etwa auf die halbe Pfeilerbreite an. Diese Walzen erstrecken sich bei genügend langen Pfeilern in bedeutender Länge von der oberen Begrenzung aus stromabwärts. Bei mäßig langen Pfeilern können sie am unteren Ende der Pfeiler in die Unterwalzen übergehen. Infolge der starken Einengung der für den Wasserstrom nutzbaren Durchflußöffnungen vergrößern diese Walzen die Senken zwischen den Pfeilern und auch die Stauhöhen erheblich.

Die „Unterwalzen" sind die bei weitem wichtigsten Pfeilerwalzen. Sie wurden vom Verfasser daher auch früher allgemein als „Pfeilerwalzen" bezeichnet, weil bei den gebräuchlichen gut zugespitzten Pfeilern weder Ober- noch Seitenwalzen entstehen. Unterwalzen aber fehlen bei Brückenpfeilern niemals. Selbst bei sehr spitzen Winkeln der unteren Pfeilerköpfe von nur 15^0 und weniger (Abb. 1 u. 6 der Beilage), die praktisch kaum ausgeführt werden, entstehen noch kleine Unterwalzen, die sich periodisch verschieben und in Schlängelungen des Wasserstromes übergehen, die sich noch wenigstens um 5 Pfeilerbreiten abwärts bemerkbar machen. Bei stumpfen Pfeilern aber erreichen die Unterwalzen eine bedeutende Größe und der Störungsbereich des Wasserstromes erstreckt sich weithin stromabwärts (Abb. 11 u. 12 der Beilage).

Die zu erwartende symmetrische Ausbildung der Unterwalzen wird sogar bei dem Mittelpfeiler einer symmetrischen Brücke in einem geraden Flußlauf nicht beobachtet. Die Unterwalzen sind vielmehr sehr beweglich. Sie werden schon durch die kleinsten Störungen im Zufluß und durch kaum merkbare Wellenbildungen stark beeinflußt, wobei sich die Walzen der einen Seite stark vergrößern und die zugehörigen der anderen Pfeilerhälfte zurückdrängen, ja zuweilen sogar fast ganz zum Verschwinden bringen. Dabei durchdringen die Stromfäden von der einen Pfeilerseite her die verlängerte Achse der Pfeiler und treten in das Gebiet der anderen Pfeilerhälfte über, um erst weiter abwärts wieder auf ihre Pfeilerseite zurückzukehren. Dieses Pendeln kann sich bei den gleichen Wasserfäden mehrfach wiederholen, wodurch unterhalb der Pfeiler sich weit stromabwärts erstreckende Störungsgebiete entstehen. Bei diesem Vorgang wandern die Walzen stromabwärts und gehen in Fließwirbel über. Die ganze Oberfläche des Wasserstromes zwischen den Einbauten kann dabei in starke Querschwankungen geraten.

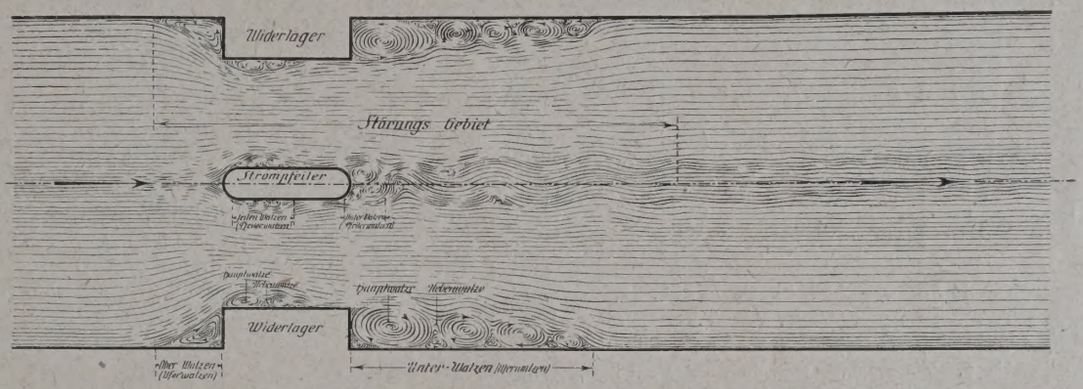


Abb. 4a. Abflußbild bei Brückeneinbauten mit Wasserwalzen und Fließwirbeln mit lotrechten Drehachsen bei rein strömenden Durchfluß, aufgezeichnet nach einer photographischen Aufnahme der bestäubten Oberfläche.

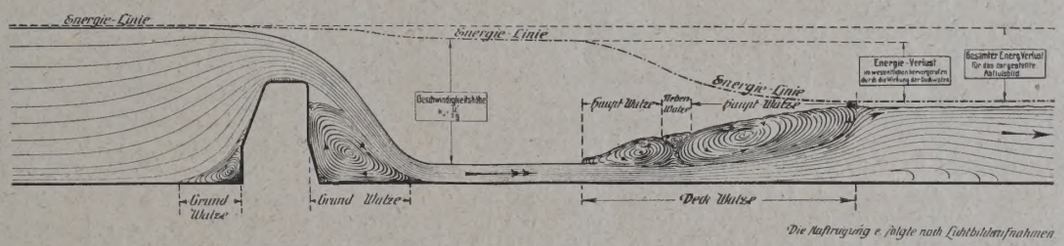


Abb. 4b. Abflußbild bei einem Sturzwehr mit Wasserwalzen mit wagerechten Achsen, aufgezeichnet nach Beobachtungen der Wasserbewegung durch eine Glaswand.

Die auftretenden Strömungen können auch an der Wasseroberfläche beobachtet werden, zumal wenn diese mit feinen Schwimmkörpern bestreut wird, wie dies bei den photographischen Aufnahmen der Beilage geschehen ist. Die Abb. 1 bis 12 der Beilage, die an einigen der über 100 verschiedenen, im Karlsruher Flußbaulaboratorium untersuchten Pfeilerformen bei rein strömendem Durchfluß aufgenommen wurden, lassen die besprochenen Erscheinungen deutlich erkennen.

Die aus diesen Bildern ersichtlichen Walzenbildungen machen es begreiflich, daß das Unterhaupt der Brückenpfeiler stark auf die Staubildung einwirkt und bei Pfeilern mit gut zugespitztem Oberhaupt, die keine Seitenwalzen erzeugen, sogar an der Staubildung ausschlaggebend teilnimmt, solange der Zufluß rein strömend erfolgt. Soll der Stau einer Brücke mit rein strömendem Durchfluß möglichst gering gehalten werden, so ist dies daher nicht durch eine spitzere Ausbildung des oberen, sondern des unteren Pfeilerkopfes anzustreben.

Versuche mit dem unsymmetrischen Pfeiler nach Abb. 5 haben den überwiegenden Einfluß des Unterhauptes zugespitzter Pfeiler auf die Staubildung bestätigt, indem dieser im Querschnitt torpedoartig ausgebildete Pfeiler, wenn er mit dem stumpfen Ende stromaufwärts verwandt wurde (Abb. 5a), infolge seines spitzer ausgebildeten Unterhauptes nur 76 vH

[4]) Aufnahmen von kreisrunden, sichelförmigen und plattenförmigen Staukörpern, bei denen meist die Körper durch das ruhende Wasser hindurch bewegt wurden, sind von L. Prandtl, Th. v. Karman und Rubach ausgeführt worden. S. die Verhandlungen des 3. Int. Mathematikerkonkresses in Heidelberg 1904, sowie Forschungsarbeiten auf dem Gebiete des Ing.-Wesens Heft 185 und Physikalische Zeitschrift 13. Jahrgang 1912.

desjenigen Staues erzeugte, den ein symmetrischer linsenförmiger Pfeiler von gleicher Länge und Breite (Abb. 5b) hervorruft, während der Stau auf 113 vH des Staues des Linsenpfeilers anwächst, wenn er umgekehrt mit dem spitzen Kopf stromaufwärts (Abb. 5c) verwendet wird.

Die Fische haben wohl auch zum Teil zur Verminderung ihres Fortbewegungswiderstandes eine dem wagerechten Querschnitt der Pfeiler Abb. 5a ähnliche Längenschnittform, um bei ihrer Fortbewegung Energie verzehrende Walzenbildungen tunlichst zu vermeiden. Auch bei den Luftschiffen wird in neuerer Zeit ein ähnlicher Querschnitt verwendet, da diese sich mit weniger als Wellengeschwindigkeit, die bei Luft der Schallgeschwindigkeit (330 m/sec bei 0^0 C) entspricht, fortbewegen.

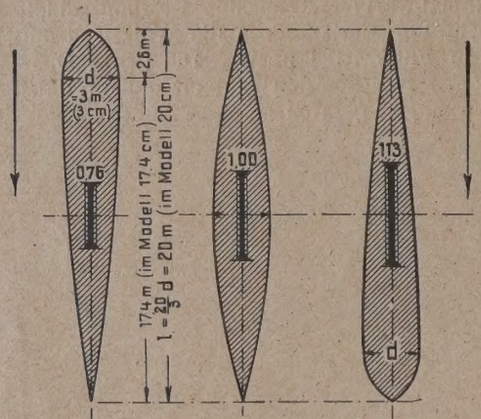


Abb. 5a. Torpedoform (Spitze abwärts) Abb. 5b. Linsenform Abb. 5c. Torpedoform (Spitze aufwärts)

Abb. 5. Wagerechte Querschnitte der auf ihre Stauwirkung untersuchten Pfeiler.

Nimmt das Wasser beim Durchfluß durch eine Brücke im ganzen Wasserstrom mehr als Wellengeschwindigkeit an, so daß es zum vollen „Schießen" kommt, so wird die Form des unteren Pfeilerkopfes für die Staugröße fast belanglos. Der Pfeiler kann dann im Unterhaupt, etwa wie ein mit Überschallgeschwindigkeit fliegendes Geschoß, auch rechtwinklig zur Bewegungsrichtung eben begrenzt werden, ohne daß dies die Stauhöhe bzw. die Fluggeschwindigkeit nennenswert beeinflußt.

Bei rein strömendem Durchfluß aber erzeugt ein rechteckiger Pfeiler vom Seitenverhältnis 3 : 20 bei einer mittleren Verbauung $\alpha = 0{,}075$ schon allein mit seiner stromabwärts gerichteten Hälfte das 1,3-fache desjenigen Staues, den ein Pfeiler von den gleichen Hauptabmessungen bei linsenförmigem Querschnitt (Abb. 5b) mit seinen beiden Hälften hervorruft. Die stromaufwärts gerichtete Hälfte eines rechteckigen Pfeilers erzeugt allerdings infolge Bildung breiter Seitenwalzen eine noch erheblich größere Stauhöhe, die zum 2,3-fachen des Gesamtstaues eines Linsenpfeilers ermittelt wurde. Ein rechteckig begrenzter Pfeiler vom Seitenverhältnis 3 : 20 (Abb. 6f) ruft somit den 3,6-fachen Stau eines Linsenpfeilers von den gleichen Hauptabmessungen hervor.

In der Formel für den rein strömenden Durchfluß (Durchflußart I):

$$z_I = \delta_I \, \alpha \, k_0 \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad (7$$

berechnen sich für die gebräuchlichen kleinen Verbauungen und Fließverhältnisse die Formwerte δ_I bei Pfeilern vom Längenverhältnis 3 : 20 nach Abb. 6 bei:

a)	Rautenpfeilern (6a)	etwa zu 0,5
b)	Linsenpfeilern (6b)	„ „ 0,6
c)	Spitzbogenpfeilern (halblinsenförmig zugespitzt) (6c)	„ „ 1,0
d)	Halbkreisförmig abgerundeten Pfeilern (6d)	„ „ 1,3
e)	Pfeilern mit keilförmigen Vorköpfen unter 90^0 (6e)	„ „ 1,7
f)	Rechteckpfeilern (6f)	„ „ 2,1

Für die meisten praktisch vorkommenden Fälle wird die Formel (7) mit den angegebenen oder aus diesen durch Interpolation schätzungsweise abgeleiteten δ_I-Werten zur annähernden Bestimmung der Größe des Brückenstaues bei rein strömendem Durchfluß ausreichen. Genauere Formeln zur schärferen Bestimmung der Größe des Brückenstaues wurden auf Grund von Versuchen für zahlreiche Pfeilerformen abgeleitet. Diese sollen später zusammenhängend zur Veröffentlichung kommen.

Die seitherigen Angaben beziehen sich auf den rein strömenden Durchfluß des Wassers durch Brückenbauten.

Wird der Abflußquerschnitt durch Einbauten immer mehr eingeengt, so senkt sich in einem Flußlauf, der ungestaut den strömenden Abfluß aufweist, der Wasserspiegel zwischen den Einbauten endlich in die sogenannte „Grenzlage", bei der die Geschwindigkeitshöhe gleich der halben Wassertiefe ist. Schon ehe diese Grenzlage erreicht wird, ändern die am schnellsten fließenden Wasserfäden nahe der Oberfläche beim Durchfluß durch die Einbauten ihren Fließzustand und beginnen zu schießen. Dies ist daraus erkennbar, daß Wind auf diesem Teil der Oberfläche keine Wellen erzeugt und daß in der Mitte der Durchflußöffnungen am unteren Ende der Einbauten auf dem Wasserstrom Deckwalzen entstehen, die an der stromaufwärts gerichteten Oberflächenströmung erkennbar sind. Diese Deckwalzen treten bei größerer Breitenerstreckung häufig mit dem unteren Ende der Einbauten in Berührung (Abb. 13 der Beilage). Auch in diesem Fall, bei dem sich der Durchfluß durch die Einbauten unter teilweisem Fließwechsel vollzieht (Durchflußart II), ist eine mathematische Berechnung des Brückenstaues schon aus dem Grunde undurchführbar, weil es nicht möglich ist, auf theoretischem Wege diejenigen Teile des Wasserstromes abzugrenzen, in denen der Fließwechsel eintritt.

Auch in diesem Übergangsgebiet lassen sich daher nur durch Versuche an Modellen für einzelne Einbauformen gültige

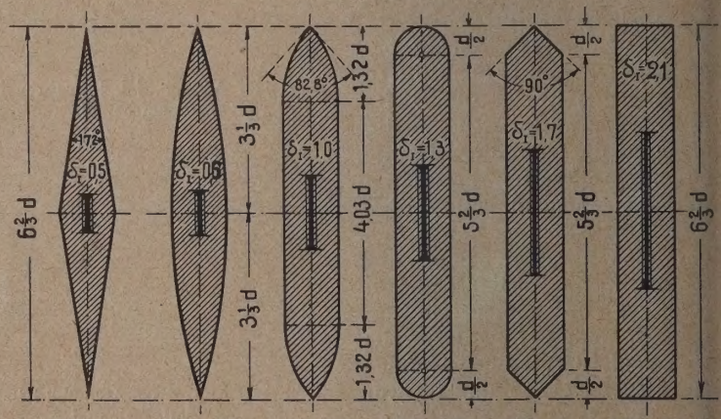


Abb. 6a. Abb. 6b. Abb. 6c. Abb. 6d. Abb. 6e. Abb. 6f.

Abb. 6. Wagerechte Querschnitte einiger Hauptformen der untersuchten symmetrischen Pfeiler.

Formeln ableiten, wobei die Bestimmung der Gültigkeitsgrenzen besondere Schwierigkeiten bereitet.

Bei noch weiterer Einengung des Flußquerschnittes ändert der gesamte Wasserstrom seine Fließart. Es tritt ein voller Fließwechsel ein (Durchflußart III). Der Wasserspiegel liegt dann an der stärksten Einengung etwa in der Grenzlage. Der schießende Abfluß setzt sich in diesem Fall unterhalb der Einbauten noch ein Stück weit stromabwärts fort und endet in einem „Wechselsprung", der von Deckwalzen überlagert ist, die sich ohne Berührung mit den Einbauten über den ganzen Wasserstrom von Ufer zu Ufer erstrecken und deren oberes Ende einen sogenannten „Wassersprung" bildet. Die Abb. 17 bis 20 der Beilage zeigen diese Erscheinungen in mäßiger Entfernung unterhalb der Pfeiler.

Wenn sich bei fortschreitender Verbauung des Abflußquerschnittes der Wasserspiegel in die Grenzlage gesenkt hat, tritt bei weiterer Einschränkung eine plötzlich einsetzende schnelle Zunahme der Stauhöhe ein, die dadurch hervorgerufen wird, daß zu dem „Reibungsstau" eine andere Art des Staues, ein „Einschnürungsstau" hinzukommt, der nicht durch vermehrte Reibung hervorgerufen wird, sondern ein Geschwindigkeits-

Beilage zum Aufsatz

Brückenstau und Walzenbildung

von Th. Rehbock.

Photographische Aufnahmen von Modellversuchen im Flußbaulaboratorium der Technischen Hochschule zu Karlsruhe in den Jahren 1920 — 1921

Tafel I bis III	Aufnahmen der Oberflächenströmungen beim Abfluß des Wassers durch Pfeilereinbauten beim rein strömenden Durchfluß (Abflußart I) Abb. 1—12.
Tafel IV.	Aufnahmen des Abflußbildes und der Oberflächenströmungen beim Abfluß des Wassers durch Pfeilereinbauten bei teilweisem Fließwechsel (Abflußart II) Abb. 13—16.
Tafel V.	Aufnahmen des Abflußbildes und der Oberflächenströmungen beim Durchfluß des Wassers durch Pfeilereinbauten bei vollem Fließwechsel (Abflußart III) Abb. 17—20.

Sämtliche Aufnahmen wurden in einer rechteckigen Versuchsrinne von der Breite $B_M = 40$ cm angefertigt.

Die Pfeilerbreite betrug bei allen Versuchen 3 cm mit Ausnahme bei den Abbildungen 10—12, bei denen Pfeiler von 12 cm Breite verwendet wurden, während der Plattenpfeiler auf Abb. 7 eine Breite von 5,8 cm besaß.

Für k mal größere Abmessungen im Naturbett ist zu setzen:

$$t_0 = k\, t_{0M}, \qquad B = k\, B_M, \qquad u = k^{1/2}\, u_M, \qquad Q = k^{5/2}\, Q_M$$

dabei ist: t_{0M} = mittlere Tiefe im ungestauten Modellfluß in cm,

u_M = mittlere Abflußgeschwindigkeit im ungestauten Modellfluß in cm/sec,

Q_M = Abflußmenge im Modellfluß in l/sec.

Verlag von Julius Springer in Berlin
1921

Oberflächenbilder bei rein strömendem Durchfluß (Durchflußart I).

$l : b = 20 : 3$, $Q_M = 20$ l/sec, $t_M = 14{,}8$ cm, $u_M = 33{,}8$ cm/sec.

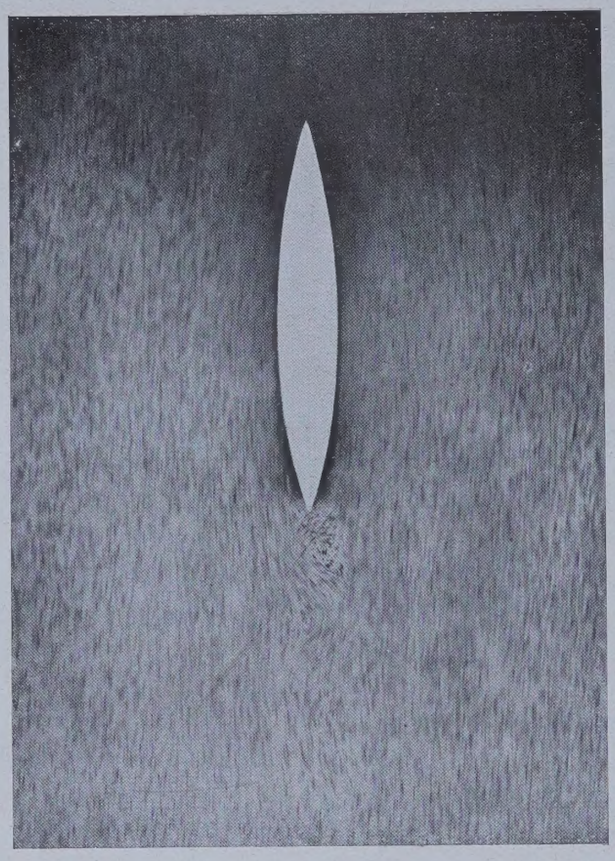


Abb. 1. Linsenförmiger Pfeiler.

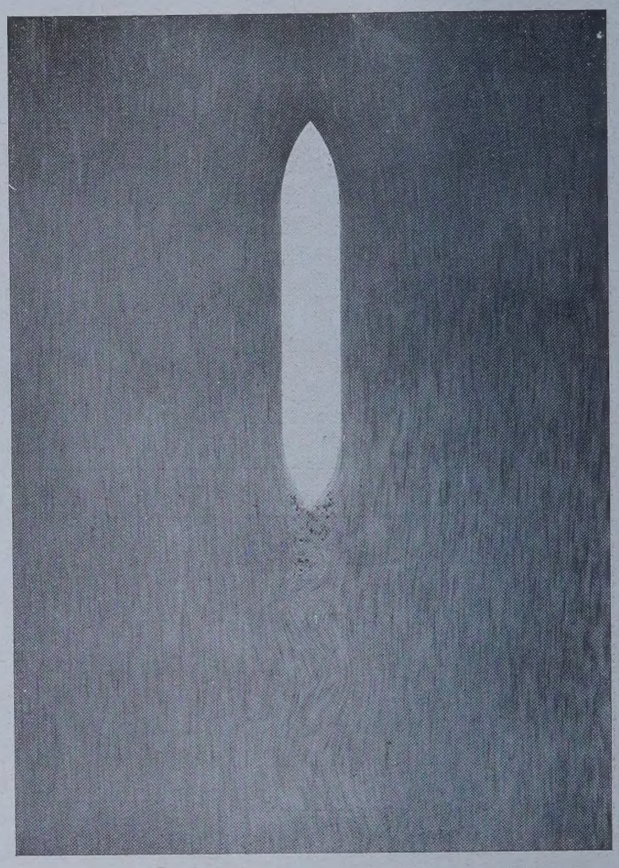


Abb. 2. Spitzbogenpfeiler.

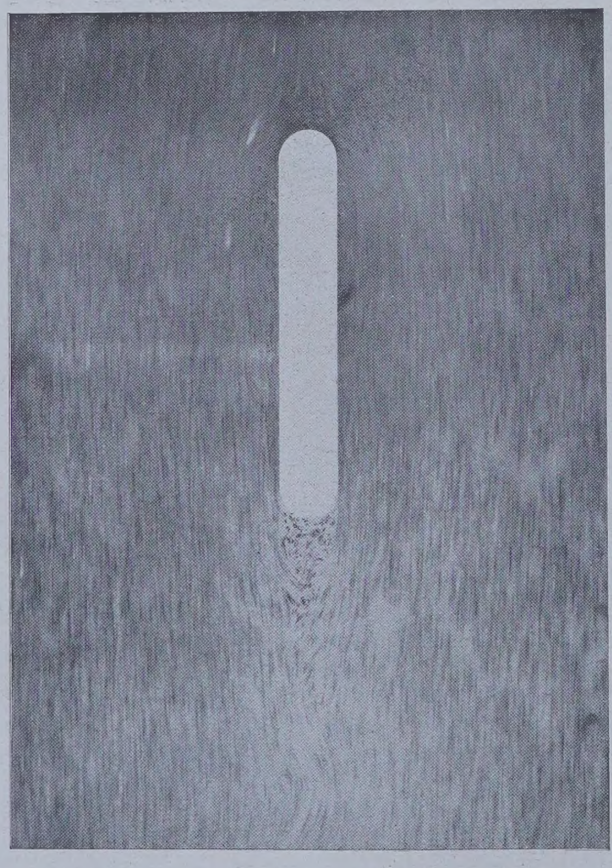


Abb. 3. Halbkreisförmig abgerundeter Pfeiler.

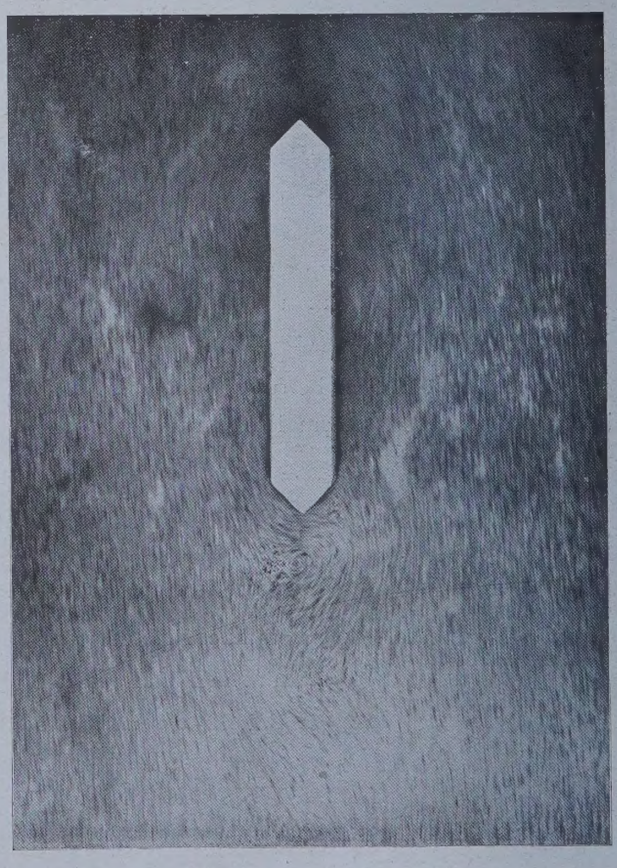


Abb. 4. Pfeiler mit keilförmigem Vorkopf.

Oberflächenbilder bei rein strömendem Durchfluß (Durchflußart I).

$l : b = 20 : 3$, $Q_M = 20$ l/sec, $t_M = 14{,}8$ cm, $u_M = 33{,}8$ cm/sec.

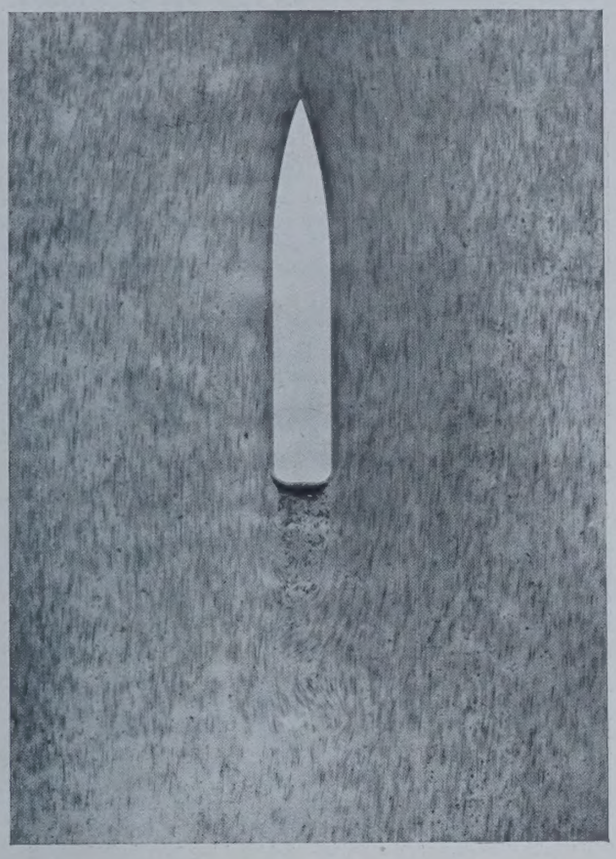


Abb. 5. Unsymmetrischer Pfeiler. Spitze aufwärts.

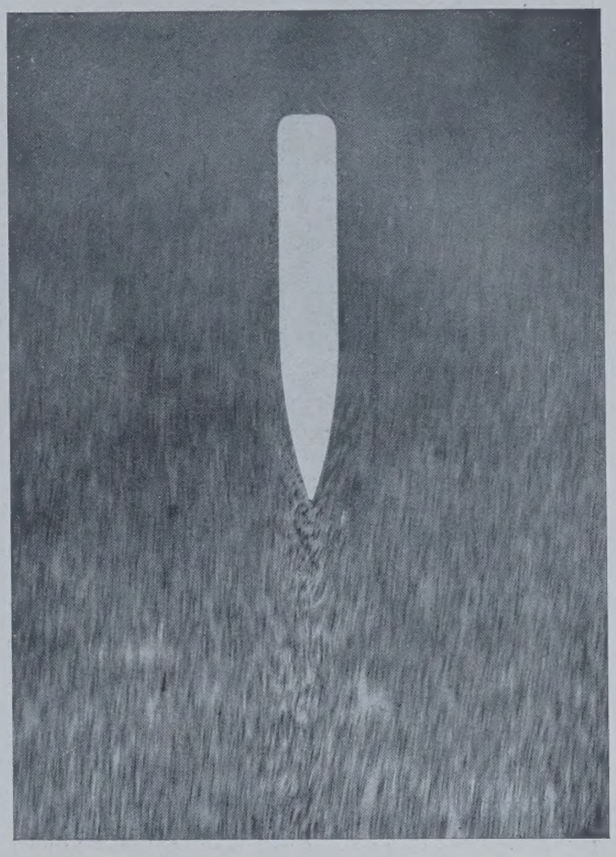


Abb. 6. Unsymmetrischer Pfeiler. Spitze abwärts.

Der Pfeiler erzeugt in beiden Stellungen (Abb. 5 u. 6) den gleichen Stau.

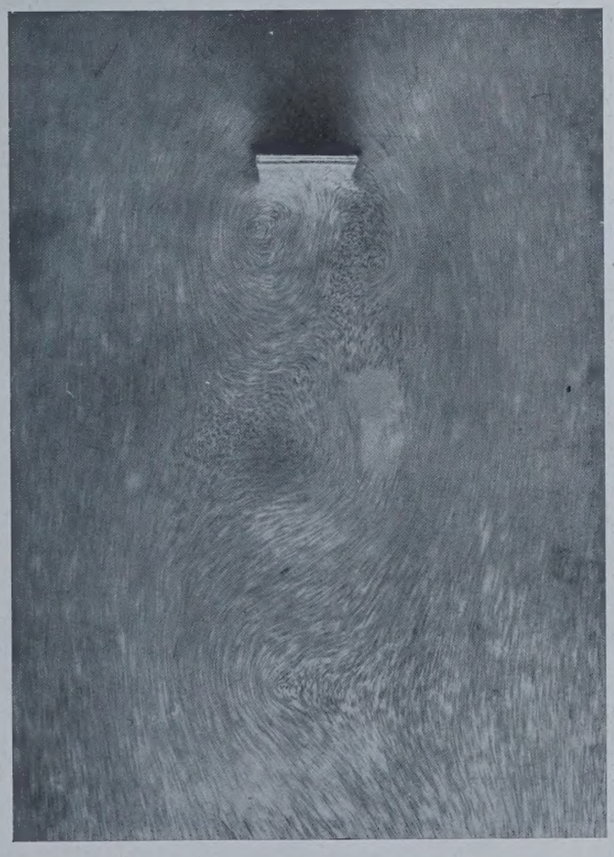


Abb. 7. Quergestellte Platte. $b = 5{,}8$ cm.

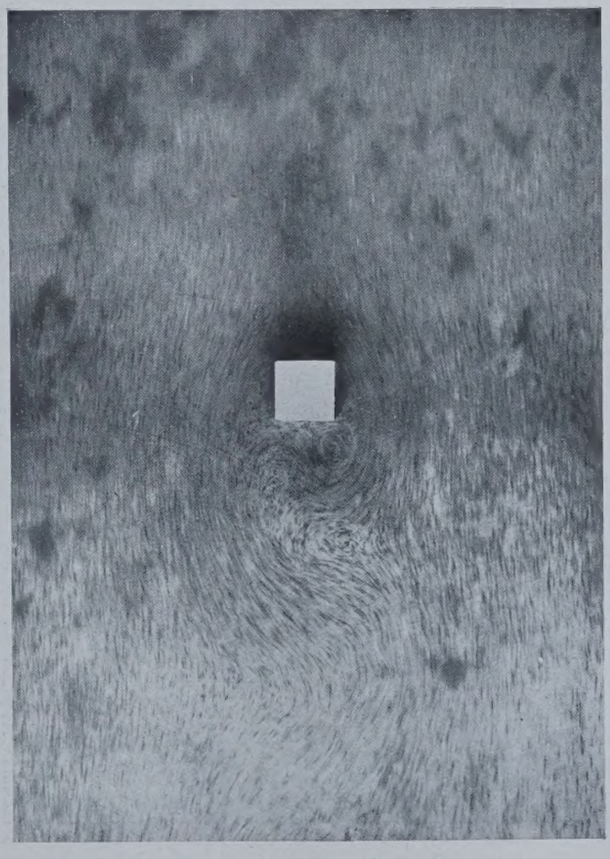


Abb. 8. Quadratischer Pfeiler.

Oberflächenbilder bei rein strömendem Durchfluß (Durchflußart I).

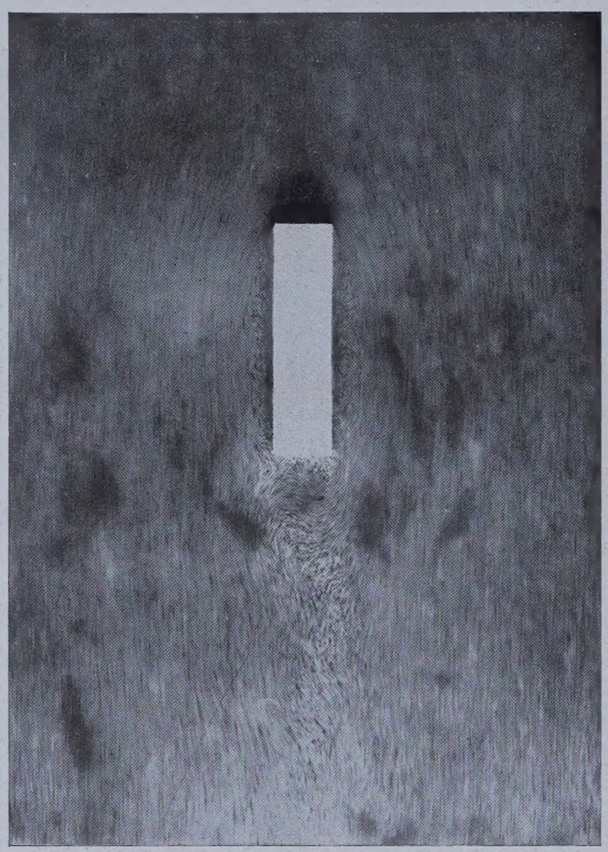


Abb. 9. Rechteckiger Pfeiler vom Längenverhältnis 1 : 4
$Q_M = 20$ l/sec, $t_M = 14{,}8$ cm, $u_M = 33{,}8$ cm/sec.

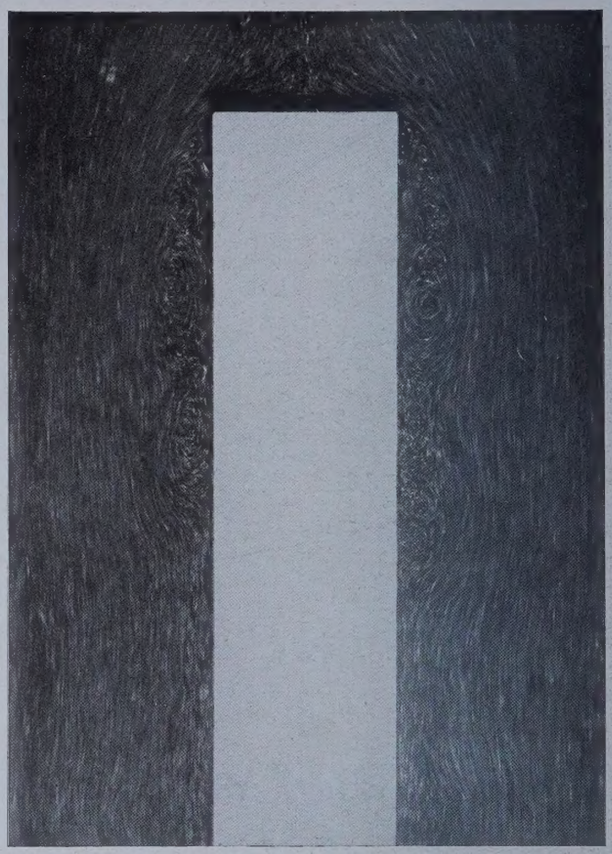


Abb. 10. Oberhaupt eines Pfeilers vom Längenverhältnis 3 : 20
$Q_M = 10$ l/sec, $t_M = 14{,}8$ cm, $u_M = 16{,}9$ cm/sec.

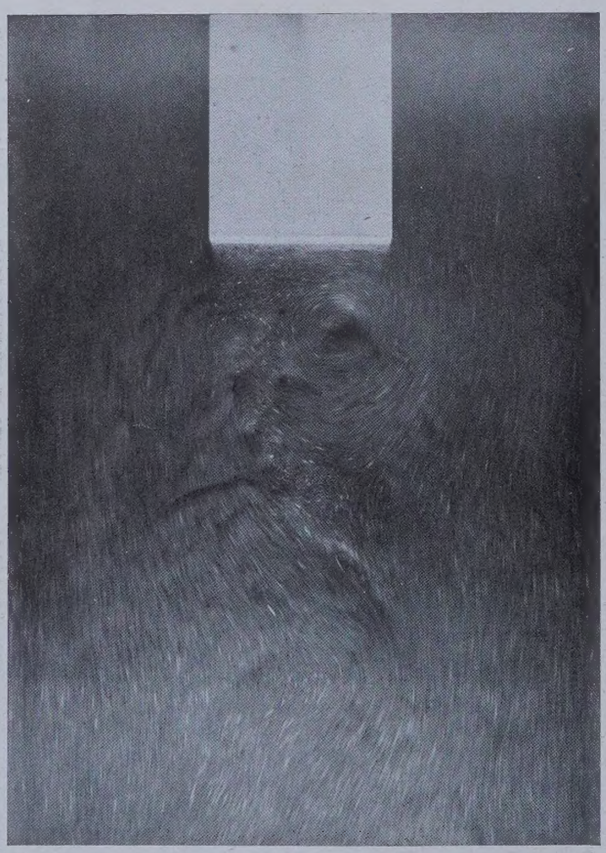


Abb. 11. Unterhaupt eines Pfeilers vom Längenverhältnis 3 : 20
$Q_M = 20$ l/sec, $t_M = 14{,}8$ cm, $u_M = 33{,}8$ cm/sec.

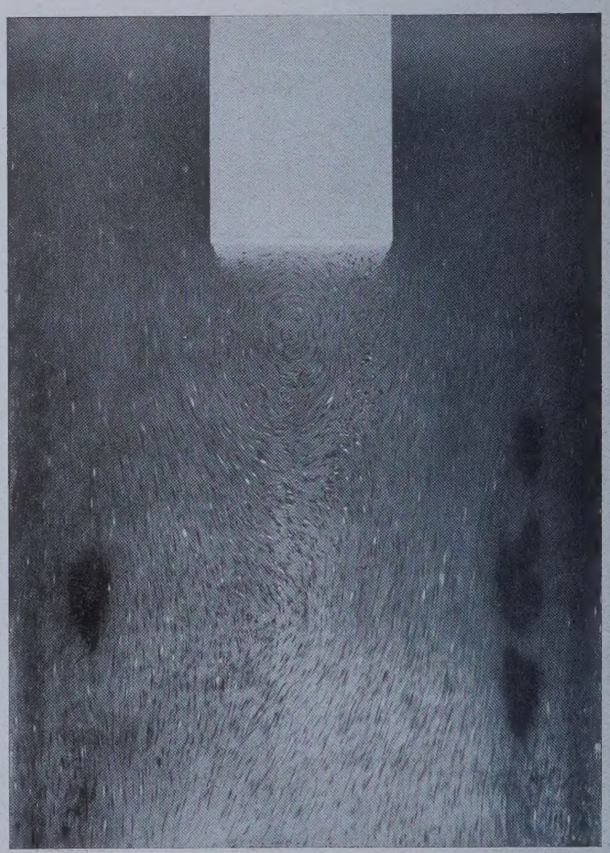


Abb. 12. Unterhaupt eines Pfeilers vom Längenverhältnis 3 : 20
$Q_M = 10$ l/sec, $t_M = 14{,}8$ cm, $u_M = 16{,}9$ cm/sec.

Abflußbilder und Oberflächenströmungen beim Durchfluß unter teilweisem Fließwechsel (Durchflußart II).

Die Pfeiler der Abb. 13, 14 und 16 haben das Längenverhältnis 3 : 20.

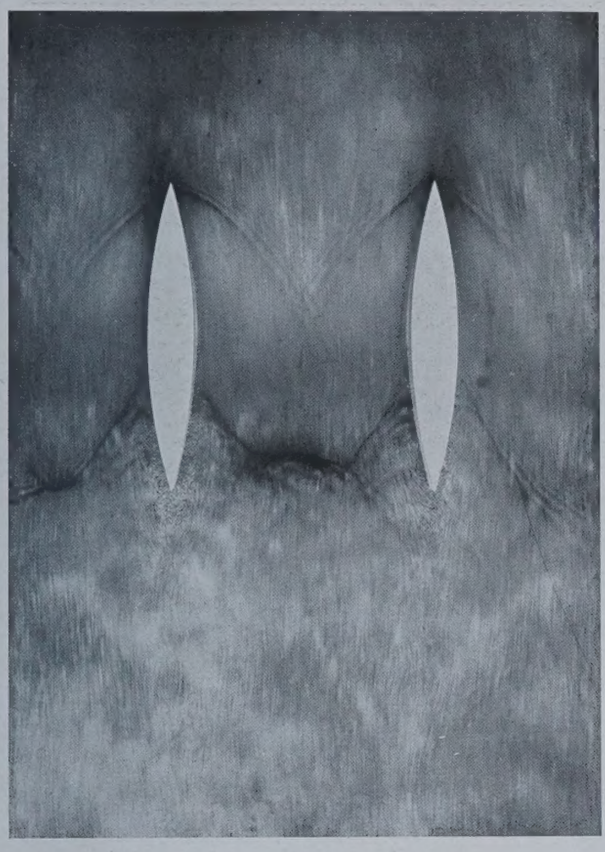


Abb. 13. Zwei linsenförmige Pfeiler.
$Q_M = 10$ l/sec, $t_M = 7{,}02$ cm, $u_M = 35{,}6$ cm/sec.

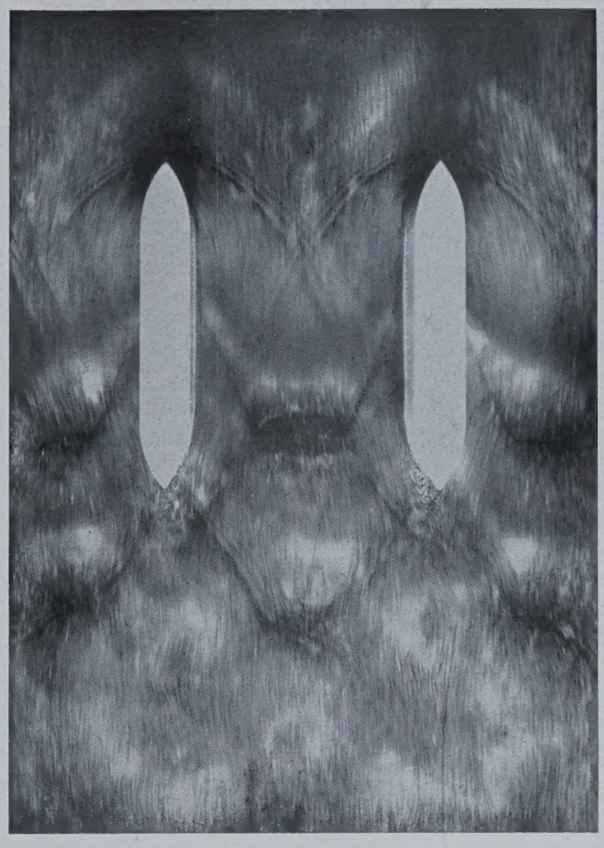


Abb. 14. Zwei Spitzbogenpfeiler.
$Q_M = 10$ l/sec, $t_M = 6{,}22$ cm, $u_M = 40{,}2$ cm/sec.

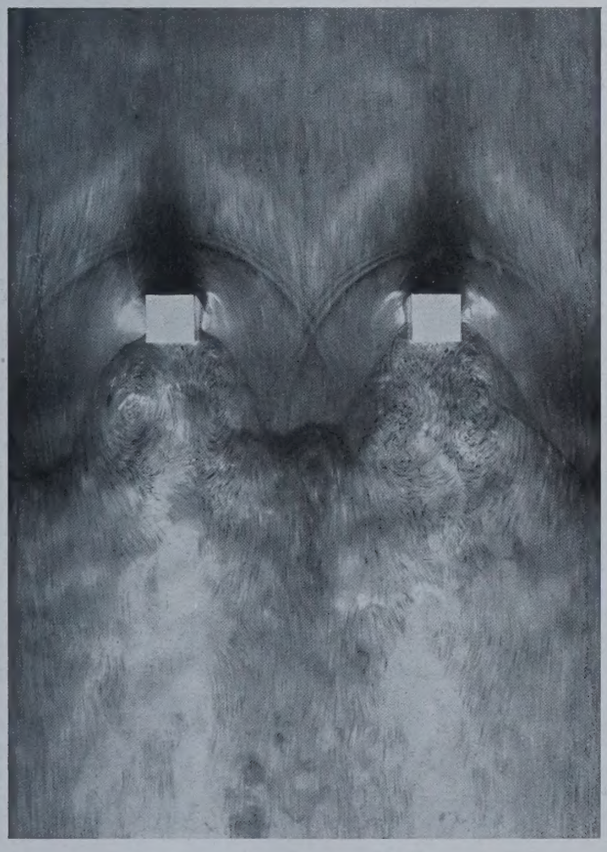


Abb. 15. Zwei quadratische Pfeiler.
$Q_M = 10$ l/sec, $t_M = 7{,}52$ cm, $u_M = 33{,}2$ cm/sec.

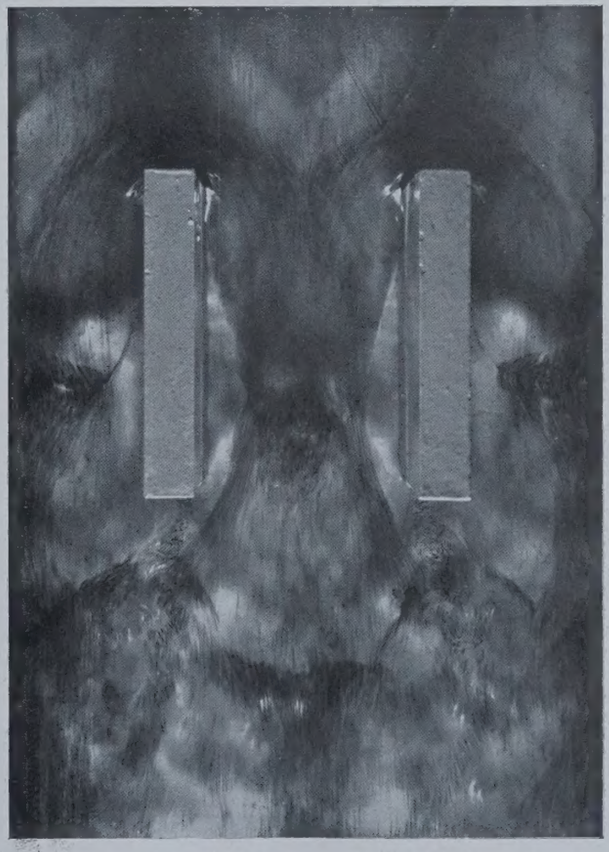


Abb. 16. Zwei rechteckige Pfeiler.
$Q_M = 10$ l/sec, $t_M = 6{,}54$ cm, $u_M = 38{,}2$ cm/sec.

Abflußbilder und Oberflächenströmungen beim Durchfluß unter vollem Fließwechsel (Durchflußart III).

Die Pfeiler der Abb. 17, 18 und 20 haben das Längenverhältnis 3 : 20.

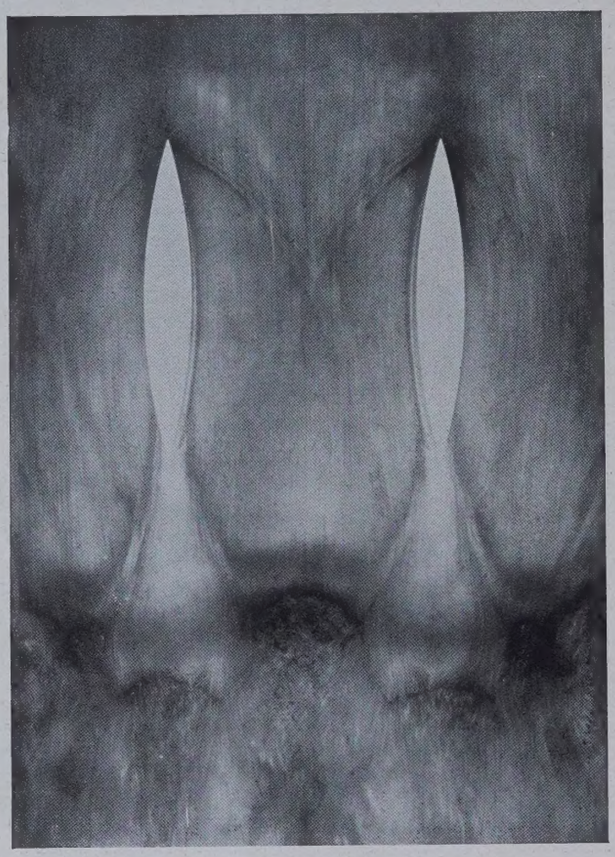


Abb. 17. Zwei linsenförmige Pfeiler
$Q_M = 10$ l/sec, $t_M = 5{,}42$ cm, $u_M = 46{,}1$ cm/sec.

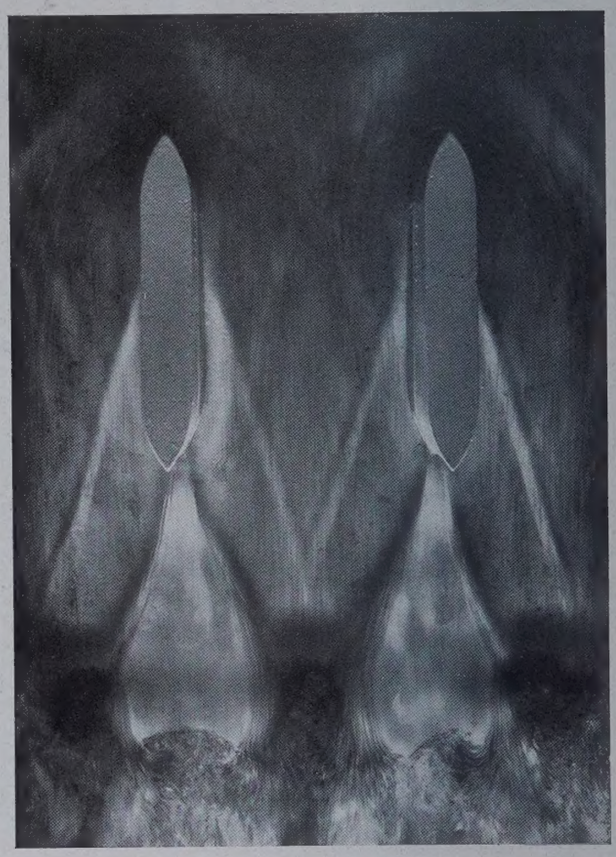


Abb. 18. Zwei Spitzbogenpfeiler
$Q_M = 10$ l/sec, $t_M = 5{,}87$ cm, $u_M = 42{,}6$ cm/sec.

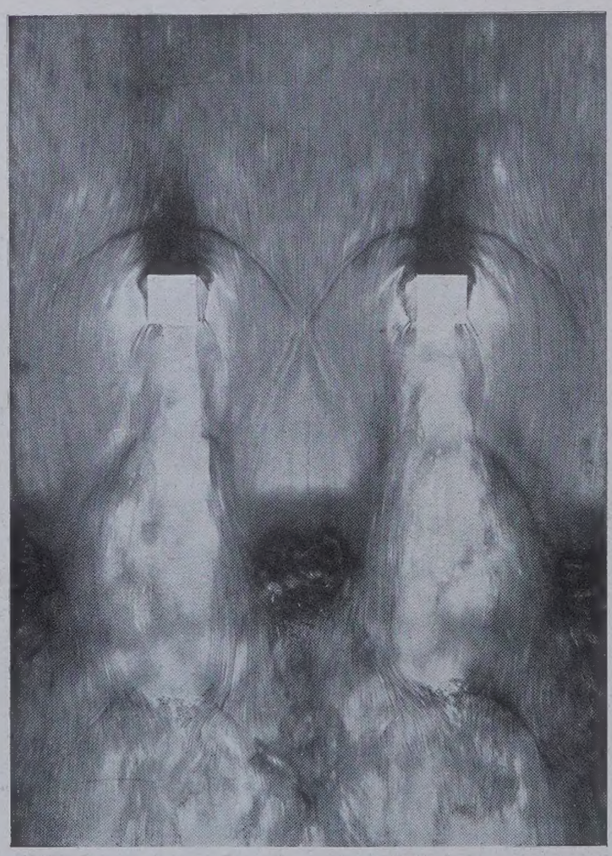


Abb. 19. Zwei quadratische Pfeiler
$Q_M = 10$ l/sec, $t_M = 5{,}42$ cm, $u_M = 46{,}1$ cm/sec.

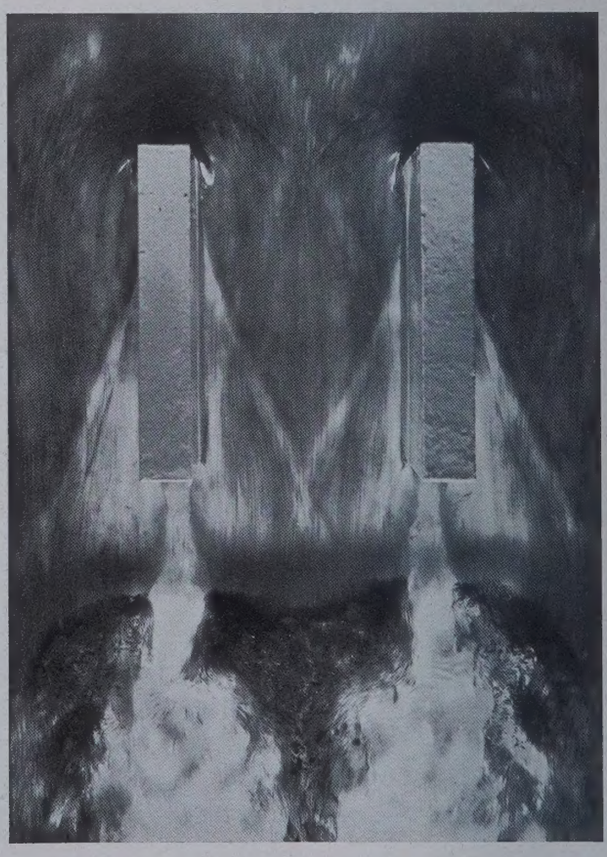


Abb. 20. Zwei rechteckige Pfeiler
$Q_M = 10$ l/sec, $t_M = 5{,}62$ cm, $u_M = 44{,}5$ cm/sec.

höhenstau ist und zur Erzeugung der für den Durchfluß der zufließenden Wassermengen erforderlichen Querschnittsgrößen und Abflußgeschwindigkeiten durch die am stärksten eingeengten Stelle des Wasserlaufes unbedingt erforderlich ist.

Der „Einschnürungsstau" entsteht dadurch, daß nach Senkung des Wasserspiegels in die Grenzlage für die vorhandene Lage der Energielinie der größte mögliche Abfluß erreicht ist, da bei noch weiterer Einengung des Querschnittes kein Ausgleich des Einflusses der verminderten Breite auf die Abflußmenge durch Steigerung des Abflusses auf der Breiteneinheit mehr erzielt werden kann. Denn der Abfluß, bezogen auf die Breiteneinheit des Bettes, erreicht für die vorhandene Höhenlage der Energielinie bei Einstellung des Wasserspiegels in die Grenzlage seinen Höchstwert.

Bei weiterer Einschränkung der Breite des Querschnittes durch Einbauten wird daher ein Teil des Zuflusses nicht mehr zum Abfluß durch die Öffnungen zwischen den Einbauten kommen können, wenn die Energielinie ihre Höhenlage beibehält. Dieser Teil des Zuflusses wird sich unter Hebung des Wasserspiegels und der Energielinie oberhalb der Einbauten ablagern. Die Zurückhaltung eines Teiles des Wasserabflußes oberhalb der Einbauten wird sich so lange fortsetzen, bis sich die Energielinie soweit gehoben hat, daß der gesamte Wasserzufluß unter den günstigsten Bedingungen, d. h. bei Einstellung des Wasserspiegels in dem am stärksten eingeengten Querschnitt in die Grenzlage gerade wieder voll zum Durchfluß durch die zwischen den Einbauten verbleibenden Öffnungen kommen kann.

Die Wassertiefe oberhalb der Einbauten $T = t_0 + z$ berechnet sich in diesem Falle für den walzenfreien Durchfluß einer vollkommenen Flüssigkeit nach dem Gaußschen Gesetz des kleinsten Energieverbrauches aus der Gleichung:

$$T^3 - T^2 \left[\frac{Q}{0{,}544\,\sqrt{g}\,B\,(1-\alpha)}\right]^{2/3} + \frac{Q^2}{2\,g\,B^2} = 0 \quad \ldots \quad (8$$

Diese Gleichung dritten Grades, die am besten durch Probieren gelöst wird, ergibt sich, wenn in dem am stärksten eingeengten Querschnitt von der gesamten Durchflußbreite $B' = B\,(1-\alpha)$ der Wasserspiegel in der Grenzlage liegt. Wird die Höhe der Energielinie über der Flußsohle mit H bezeichnet, so ist:

$$H = T + \frac{1}{2\,g} \cdot \frac{Q^2}{B^2\,T^2} \text{ (Wassertiefe + Geschwindigkeitshöhe)} \quad . \quad (9$$

und es berechnet sich die Abflußmenge Q zu:

$$Q = F\,u = B\,(1-\alpha)\,\frac{2}{3}\,H\sqrt{2\,g\,\frac{H}{3}} = 0{,}544\,\sqrt{g}\,B'\,H^{3/2} \quad \ldots \quad (10$$

Aus der Gleichung (10) erhält man durch Einsetzung des Wertes H aus der Gleichung (9) nach einigen Umgestaltungen die Gleichung (8).

Obschon für eine zähe Flüssigkeit zu der aus Gleichung (8) gewonnenen Tiefe des gestauten Wassers T noch der durch die Reibungsarbeit entstehende Stau und ein weiterer durch die ungleichmäßige Verteilung der Geschwindigkeiten in den einzelnen Teilen des Querschnittes entstehender Betrag hinzukommt, zeigt sich doch, daß die rein theoretisch und ohne die Einführung irgend eines Beiwertes abgeleitete Gleichung (8) bei gut zugespitzten Pfeilern auch für einen unter Reibung abfließenden Wasserstrom beim vollen Fließwechsel mit genügender Genauigkeit Anwendung finden kann. Denn die aus Gleichung (8) abgeleiteten Wassertiefen T stimmen gut mit denjenigen überein, die aus der empirisch aus den Versuchen für den halblinsenförmig zugespitzten Pfeilerquerschnitt (Abb. 6 c) abgeleiteten Formel:

$$T = (0{,}54 + \alpha + 1{,}9\,\alpha^5)\left(\frac{Q}{B}\right)^{2/3} \quad \ldots \quad (11$$

hervorgehen, die für den gewöhnlich vorliegenden Fall, daß die Verbauung α kleiner als 0,3 ist, noch vereinfacht werden kann zu Formel:

$$T = (0{,}54 + \alpha)\left(\frac{Q}{B}\right)^{2/3} \quad \ldots \quad (12$$

Die Abweichungen zwischen den aus der empirisch auf Grund von Modellversuchen abgeleiteten Formel (11) und den aus der rein theoretisch entwickelten Gleichung (8) gefundenen T-Werten liegen für alle Verbauungen zwischen 0,16 und 0,80 unter 4 vH.

Diese überraschend gute Übereinstimmung ist darauf zurückzuführen, daß gegenüber dem Einschnürungsstau sowohl der Reibungsstau als auch die Stauvermehrung infolge der ungleichmäßigen Verteilung der Wassergeschwindigkeiten im eingeengten Flußlauf an Größe stark zurücktreten.

Die geringe Größe des Reibungsstaues erklärt sich daraus, daß beim Durchfluß unter vollem Fließwechsel nur diejenigen Teile der Einbauten staubildend zur Geltung kommen, die oberhalb der Stelle des Fließwechsels liegen, da schießendes Wasser keine Einflüsse durch Wellen stromaufwärts zu übertragen vermag. Der Fließwechsel tritt aber schon zwischen den Einbauten auf. Daher wirkt nur die obere Pfeilerhälfte auf die Größe des Staues ein. Da aber am Oberhaupt der Einbauten infolge der meist vorhandenen ausreichenden Zuspitzung keine Walzenbildungen auftreten, ist die Stauwirkung der oberen Pfeilerhälfte und somit auch der gesamte Reibungsstau beim vollen Fließwechsel nur unbedeutend.

Auch der Einfluß der ungleichmäßigen Verteilung der Geschwindigkeiten in dem für den Wasserdurchfluß maßgebenden kleinsten Querschnitt, der bei der Ableitung der Formeln (8) bis (10) vernachlässigt wurde, ist nur gering. Er bedingt eine Vergrößerung der wirksamen Geschwindigkeitshöhen gegenüber den aus den mittleren Geschwindigkeiten abgeleiteten, welche letzteren zur Berichtigung noch mit dem Geschwindigkeitshöhen-Ausgleichwert α_u multipliziert werden müssen. Die Größe des Wertes α_u ist von der relativen Rauhigkeit des Bettes abhängig und erlangt nur bei im Verhältnis zur Bettgröße sehr rauhen Bettwandungen einige Bedeutung.

Der Geschwindigkeitshöhen Ausgleichwert kann in einem ungestauten Wasserstrom dadurch bei Berechnung der Geschwindigkeitshöhen berücksichtigt werden, daß an Stelle der Erdbeschleunigung $g = 9{,}81$ m/sec² ein Ersatzwert $g' = g : \alpha_u$ eingeführt wird, der bei kleinen relativ rauhen Betten zu 9,0 m/sec², bei Betten von mittlerer relativer Rauhigkeit zu 9,25 m/sec², und bei sehr großen, relativ glatten Betten zu 9,5 m/sec² gesetzt werden kann. Für einen Wasserstrom zwischen Pfeilereinbauten ist der Geschwindigkeitshöhen-Ausgleichwert α_u noch nicht genügend bekannt.

Der an und für sich schon geringe Reibungsstau und die geringe, durch Einführung des Geschwindigkeitshöhen-Ausgleichwertes α_u bedingte Stauvermehrung werden aber weiter noch durch die staumindernde Wirkung der „Nachsaugung" verringert.

Eine „Nachsaugung" kommt beim vollen Fließwechsel deshalb zur Geltung, weil das Wasser schießend aus den Öffnungen zwischen den Einbauten in den unterhalb anschließenden unverbauten Fluß austritt. Die hierbei wirksame Querschnittserweiterung ruft beim schießenden Abfluß — im Gegensatz zum strömenden — eine Beschleunigung hervor, die infolge der Zähigkeit des Wassers, wenn auch nur in geringem Umfang, nachsaugend wirkt. Die Nachsaugung ist so zu erklären, daß durch die zähen Wasserfäden, nicht aber durch Wellenwirkung, gewisse Energiemengen aus der unterhalb der Einbauten liegenden Stromstrecke auf die Flußstrecke zwischen und oberhalb der Einbauten übertragen werden. Dies ist möglich, weil infolge der durch die Einschnürung oberhalb hervorgerufenen Hebung der Energielinie unterhalb der Einbauten ein Überfluß an Arbeitsvermögen vorhanden ist[5]).

Bei den Formeln für die Bestimmung der Höhenlage des gestauten Wasserspiegels oberhalb der Einbauten ist bemerkenswert, daß in ihnen die Wassertiefe im ungestauten Wasserlauf t_0 nicht enthalten ist. Dies erklärt sich daraus, daß die Lage des ungestauten Wasserspiegels, der im gestauten Flusse

5) P. Böß, Berechnung der Wasserspiegellage beim Wechsel des Fließzustandes, Berlin 1919, Jul. Springer, S. 16.

nur noch unterhalb der Rückbildungsstrecke vom schießenden zum strömenden Abfluß (d. h. unterhalb des Wechselsprunges) vorhanden ist, durch die Stromstrecken mit schießendem Abfluß hindurch nicht wesentlich auf die Wasserspiegellage oberhalb der Einbauten zur Geltung kommen kann, weil das Wasser mit mehr als Wellengeschwindigkeit abfließt und daher Energieübertragungen nur in ganz geringem Umfang durch die Wirkung der Zähigkeit möglich sind. Solange ein voller Fließwechsel vorliegt, ist es daher für die Lage des Wasserspiegels nahezu belanglos, in welcher Tiefe das Wasser im unverbauten Flußbett zum Abfluß kommt.

Näherungsweise kann bei zugespitzten Einbauten auch die einfache Formel (7) für die Bestimmung der Stauhöhen z_{III} beim vollen Fließwechsel benutzt werden, wenn $\delta_{III} = 5{,}6$ gesetzt wird[1]). Der Wert $\delta_{III} = 5{,}6$ ist aber nur ein roher Näherungswert, da bei Bestimmung der Stauhöhe für eine gegebene Abflußmenge Q mit Formel:

$$z_{III} = 5{,}6\,\alpha\,k_0 \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad (13$$

im Bereich des vollen Fließwechsels sich für verschiedene Wassertiefen im ungestauten Fluß nicht die gleichen Werte von $T = t + z_{III}$ ergeben, obschon dies tatsächlich der Fall sein müßte. In Wirklichkeit schwankt δ_{III} nach den ausgeführten Beobachtungen etwa zwischen 4,4 und 6,8, so daß bei Einführung des Mittelwertes $\delta_{III} = 5{,}6$ Fehler bis zu 20 vH vorkommen können.

Ist schon im ungestauten Flußlauf der schießende Abfluß vorhanden, was nur bei sehr reißenden Gewässern mit mittleren Sohlengefällen von mehr als etwa 1 : 200 der Fall ist, so rufen Einbauten keine Änderung der Wasserspiegellage oberhalb hervor, solange ein reiner Reibungsstau vorliegt, d. h. solange das Wasser ohne die Bildung eines Einschnürungsstaues durch die Einbauten hindurch zum Abfluß kommt. Tritt aber nach Einstellung des Wasserspiegels in die Grenzlage ein Einschnürungsstau auf, so geht der schießende Wasserabfluß oberhalb der Einbauten unter starker Hebung des Wasserspiegels in den strömenden über.

Zwischen den Einbauten hebt sich bei schießendem Abfluß im unverbauten Bett der Wasserspiegel, weil bei Einengung des Abflußquerschnittes der Wasserspiegel sich stets der Grenzlage nähern muß.

Unterhalb der Einbauten können bei schießendem Abfluß Hebungen oder Senkungen des Wasserspiegels auftreten, was davon abhängt, ob die Energielinie infolge vermehrter Reibungsarbeit zwischen den Einbauten unterhalb gesenkt oder aber — beim Fehlen von Walzen — infolge Verminderung der Reibungsarbeit gehoben wird.

Es bleibt noch die Frage zu erörtern, ob die an stark verkleinerten Modellen abgeleiteten Formeln für den Brückenstau ohne zu große Ungenauigkeit auf die wirklichen Verhältnisse natürlicher Wasserläufe übertragen werden können.

Dies ist nur der Fall, wenn das **Ähnlichkeitsgesetz** zutrifft, nach dem in einem im Maßstab 1 : k verkleinerten Modell dann ähnliche Wasserspiegellagen entstehen, wenn durch das Modell eine Wassermenge q hindurchgeleitet wird, die aus der im natürlichen Wasserlauf abfließenden Wassermenge Q nach der Formel:

$$q = \frac{Q}{k^{5/2}} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad (14$$

richtig bestimmt ist.

Bezüglich des „Einschnürungsstaues" ist die Gültigkeit des Ähnlichkeitsgesetzes bei einer vollkommenen Flüssigkeit ohne weiteres anzunehmen, da der Einschnürungsstau ein reiner Geschwindigkeitshöhenstau ist und als solcher dem Ähnlichkeitsgesetz streng unterliegen muß. Bei dem nicht reibungslosen Wasser muß das Ähnlichkeitsgesetz beim Einschnürungsstau gleichfalls zutreffen, wenn die Geschwindigkeitsverteilung im Querschnitt in ähnlicher Weise im Naturbett und im Modell erfolgt.

Da die ungleichförmige Verteilung der Geschwindigkeiten im Querschnitt nur eine Vergrößerung der mittleren Geschwindigkeitshöhe um wenige Hundertstel hervorruft, können kleine Abweichungen von der strengen Ähnlichkeit der Geschwindigkeitsverteilung keine nennenswerten Abweichungen vom Ähnlichkeitsgesetz veranlassen.

Bezüglich des durch die Wandreibung hervorgerufenen „Reibungsstaues" trifft das Ähnlichkeitsgesetz in genügender Genauigkeit zu, wenn die Rauhigkeit der Modelle richtig gewählt wird, was allerdings schwierig ist. Da aber die Modellversuche für die Ermittlung des Brückenstaues ergeben haben, daß die Wandrauhigkeit die Stauhöhe nur unwesentlich beeinflußt, können selbst erhebliche Fehler in der Wahl der Wandrauhigkeit die Übertragbarkeit des Ergebnisses der Modellversuche nicht erheblich beeinflussen.

Für den durch die Walzen- und Wirbelbildung hervorgerufenen Teil des Brückenstaues, der beim rein strömenden Durchfluß von ausschlaggebender Bedeutung ist, konnte aber doch die Gültigkeit des Ähnlichkeitsgesetzes nicht ohne weiteres angenommen werden, da damit gerechnet werden muß, daß durch die mit dem Modellmaßstab nicht zu ändernden Eigenschaften des Wassers, namentlich durch seine ungeänderte Zähigkeit, die Übertragung des Ergebnisses der Modellversuche auf die wirklichen Verhältnisse unmöglich gemacht wird.

Sehr sorgfältig durchgeführte Untersuchungen im Karlsruher Flußbaulaboratorium haben aber — wie schon früher beim Wehrstau — nun auch beim Brückenstau die Zulässigkeit der Übertragung des Ergebnisses von Modellversuchen auf die größeren Verhältnisse der Wirklichkeit ergeben.

Bei Modellen der gleichen, im wagerechten Querschnitt rechteckig begrenzten Pfeilereinbauten, deren Größen bis zum 8fachen Betrag schwankten, wurde eine überraschend gute Übereinstimmung beobachtet, wie aus der folgenden Zusammenstellung hervorgeht:

Nr.	Angaben über die Modelle					Durchflußart I Rein strömender Durchfluß		Durchflußart III Durchfluß unter vollem Fließwechsel	
	Maßstab der Modelle	Abfluß $Q = \frac{20\ l/sek}{k^{5/2}}$	Breite des Modellflusses	Pfeilerabmessungen		Beobachtete Stauhöhe bei einer Wassertiefe $t = \frac{18{,}15\ cm}{k}$		Beobachtete Werte	Beobachtete Werte
				Länge	Breite	z	z · k	$T = t_0 + z$	k · T
	1 : k	in l/sek	in cm	in cm	in cm	in cm	in cm	in cm	in cm
1	1 : 1	20,00	40,0	80	12	0,38	0,38	12,07	12,07
2	1 : 2	3,54	20,0	40	6	0,18	0,36	6,05	12,10
3	1 : 8	0,110	5,0	10	1,5	Wegen zu geringer Größe nicht mehr sicher bestimmbar.	—	1,51	12,08
Berechneter Wert „z" nach Formel: $z = (1 + 2\,\omega)\,(1{,}4\,\alpha + 3\,\alpha^2 + 5\,\alpha^3 + 49\,\alpha^6) \cdot k_0$							0,38		
Berechneter Wert „$t_0 + z$" nach Formel: $t + z = (0{,}54 + 1{,}2\,\alpha + 2{,}6\,\alpha^6) \cdot q^{2/3}$									12,26

Beim Durchfluß unter vollem Fließwechsel stimmen die nach dem Ähnlichkeitsgesetz umgerechneten Stauhöhen bei den verglichenen Modellen bis auf Bruchteile eines Hundertstel untereinander überein. Auch die Abweichung von der für rechteckige Pfeiler bei Eintritt des vollen Fließwechsels empirisch abgeleiteten Formel:

$$T = (0{,}54 + 1{,}2\,\alpha + 2{,}6\,\alpha^6)\left(\frac{Q}{B}\right)^{2/3} \quad \ldots\ldots \quad (15$$

ist nur gering.

Beim rein strömenden Durchfluß konnte bei der geringen Größe des auftretenden Staues die Gültigkeit des Ähnlichkeitsgesetzes nicht mit der gleichen Schärfe nachgewiesen werden, wie beim vollen Fließwechsel. Immerhin ergab sich auch hierbei eine über Erwarten gute Übereinstimmung, insofern bei den umgerechneten Stauhöhen nur geringe Abweichungen festgestellt wurden.

Wenn auch das Verhältnis der Abmessungen der bei den Versuchen gebräuchlichen Modelle zu den entsprechenden Abmessungen der Naturflußbetten meist 1 : 50 bis 1 : 100 ist, während die besprochenen Vergleichsversuche sich nur auf Modellmaßstäbe im Verhältnis 1 : 8 erstreckten, so ist doch die Annahme berechtigt, daß auch bei weiterer Vergrößerung der Flußbetten ähnliche Verhältnisse festgestellt werden, so daß mit ziemlicher Sicherheit gefolgert werden kann, daß die Modellversuche auch bei starken Verkleinerungsverhältnissen ausreichend genaue Schlüsse auf die wirklichen Stauhöhen auch beim rein strömenden Durchfluß gestatten.

Die ausgeführten Ähnlichkeitsversuche haben jedenfalls dazu beigetragen, die nicht unberechtigten Zweifel gegen den Wert der Modellversuche für die Ableitung von Formeln für den Brückenstau zu zerstreuen. Das ist aber deshalb von Wichtigkeit, weil bei dem bei unseren Brücken fast stets vorliegenden Fall des rein strömenden Durchflusses des Wassers für die Bestimmung des Brückenstaues kein anderes Mittel als dasjenige des Modellversuches zur Verfügung steht; denn weder die Theorie noch die Beobachtung an den wirklichen Flußläufen kann in diesem Fall zum Ziele führen.

Zusammenfassung.

1. Die früher allgemein verwandten Stauformeln von d'Aubuisson und Rühlmann sind unrichtig abgeleitet und können daher keine zuverlässigen Stauhöhen ergeben.

2. Bei Berechnung des Brückenstaues sind keine in allen Fällen gültigen Formeln verwendbar. Bei dem gewöhnlich vorliegenden strömenden Abfluß des Wassers im ungestauten Bett müssen vielmehr drei Fälle scharf unterschieden werden, je nachdem das Wasser beim Durchfluß durch die Einbauten:

a) den strömenden Abfluß beibehält,
b) zum Teil seinen Fließzustand ändert,
c) vollständig seinen Fließzustand ändert.

3. In den unter 2a) und 2b) genannten Fällen ist eine theoretische Berechnung der Stauhöhe unmöglich.

4. Beim rein strömenden Durchfluß bilden die Wasserwalzen und Fließwirbel die Hauptursache des Brückenstaues.

Bei dieser Durchflußart liefert bei gut zugespitzten Pfeilern die Formel:

$$z = \alpha\, k_0$$

(Stauhöhe = Verbauung × Geschwindigkeitshöhe)

für praktische Fälle meist ausreichend genaue Näherungswerte. Die wirklich auftretenden Stauhöhen sind um ein Mehrfaches kleiner als seither auf Grund der älteren Formeln angenommen wurde.

5. Beim Durchfluß unter vollem Fließwechsel lassen sich die für den Einschnürungsstau auf Grund des Gaußschen Gesetzes des kleinsten Energieverbrauches theoretisch berechneten Werte nach Formel (8) bei gut zugespitzten Pfeilern für die Berechnung des Gesamtstaues verwenden, da der Reibungsstau nur gering ist und zum Teil durch die Nachsaugung ausgeglichen wird.

6. Für verschiedene Querschnittsformen von Einbauten können genaue Formeln nur auf Grund von Versuchen abgeleitet werden, die sich bei Verwendung schärfster Meßverfahren auch an stark verkleinerten Modellen ausführen lassen und deren Übertragung auf die Verhältnisse der Wirklichkeit auf Grund des Ähnlichkeitsgesetzes zulässig ist.

7. Im Karlsruher Flußlaboratorium sind für reichlich 100 verschiedene Pfeilerformen die Stauhöhen für die drei unter 2. genannten Durchflußarten bestimmt worden. Für eine besonders häufig angewandte Pfeilerform (Abb. 3) ist das Ergebnis der Versuche bereits im Zentralblatt der Bauverwaltung 1919 Nr. 37 veröffentlicht worden. Die zusammenfassende Verarbeitung der Ergebnisse der Versuche für die anderen untersuchten Pfeilerformen ist noch nicht abgeschlossen.

In neuester Zeit konnte für einige Pfeilerformen auch eine getrennte Bestimmung des durch die obere und untere Pfeilerhälfte erzeugten Staues durchgeführt werden.

ZUR ENTWICKLUNGSGESCHICHTE DES EISENBETONS.

Persönliche Erinnerungen von Generaldirektor Dr.-Ing. E. h. M. Koenen.

Auf vieles Drängen von Fachgenossen, meine Erinnerungeu aus der Anfangsgeschichte des Eisenbetons der Nachwelt zu sichern, will ich versuchen, in nachstehenden Zeilen ein möglichst zutreffendes Bild von der Entstehung und anfänglichen Entwicklung dieser zu so hoher Bedeutung gelangten Bauweise zu geben.

Bekanntlich war dem französischen Kunstgärtner J. Monier Ende der siebziger Jahre des vorigen Jahrhunderts in Deutschland ein Patent erteilt worden auf „alle Gegenstände, die aus Eisengerippe mit Zementumhüllung" bestanden. Die sämtlich dünnwandigen Gegenstände waren aus leichtem Geflecht von 2 bis 5 mm starken Drähten gebildet, dessen 1 bis etwa 5 cm weites Maschenwerk mit Zementmörtel derart ausgedrückt und umhüllt wurde, daß sich das Eisengeflecht ungefähr in der Mitte der so gebildeten etwa 2 bis 5 cm starken Platte oder Wandung befand. In der Hauptsache waren es Platten und Gefäße, wie Blumenkübel, kleine und größere zylindrische Wasserbehälter, dünnwandige Röhren, Tischplatten mit Terrazzooberfläche und dergl., in denen das Eisen weniger eine statische Wirkung ausübte, als vielmehr ein formgebender Mörtelträger war, obwohl bei den zylindrischen Gefäßen die ringförmig verlaufenden Drähte des Maschenwerks mehr zufällig einen richtigen Tangentialzugwiderstand gegen Normaldrücke darzubieten vermochten.

Zu diesen Gegenständen gehörten auch die zu größerer Bedeutung gelangten Wände, die sogenannten Monierwände, durch die Monier und sein hiesiger Lizenzinhaber G. A. Wayß, der als Inhaber eines Betonbaugeschäfts gegen Mitte der achtziger Jahre von Frankfurt (Main) nach Berlin übergesiedelt war, mit dem Maurermeister Rabitz, der gleichfalls auf ähnliche, mit Gipsmörtel ausgedrückte Wände vorher ein Patent erlangt hatte, in Patentstreitigkeiten geriet. Die in technischen Zeitschriften ausgefochtenen Meinungsverschiedenheiten über das Zurechtbestehen, den Wert und die Tragweite beider Patente endeten mit einem Vergleich, der durch die Tatsache herbeigeführt wurde, daß auch das Rabitzpatent Gefahr lief, für nichtig erklärt zu werden; denn den Vertretern des Monierpatentes war durch den Unterzeichneten bekanntgegeben worden, daß weit ältere Rabitzausführungen vorlagen, die u. a. als Scheindeckengewölbe (große Vouten) im Schinkelschen Museumsbau zur Ausführung gekommen und veröffentlicht waren und auch wohl heute noch bestehen.

Um diese Zeit, etwa gegen Ende des Jahres 1885, wurde der Verfasser dieses Aufsatzes, dem die Rohbauausführung des Reichstagsbaues anvertraut war, von G. A. Wayß im Baubüro dieses Gebäudes aufgesucht, um die Monierwände bei diesem Bau, wenn irgend angängig, zur Anwendung zu bringen. Er pries mit Recht deren Stand- und Feuerfestigkeit bei bemerkenswert geringer Wandstärke von nur wenigen Zentimetern.

Meine Bedenken bezogen sich hauptsächlich auf die Sicherheit des Eisens gegen Rosten, das Haften desselben am Zementmörtel sowie auf die infolge ungleicher Längenänderung der beiden miteinander verbundenen grundverschiedenen Baukörper bei Wärmeänderung etwa zu befürchtende Rissebildung. Der Rostschutz schien zwar nach den beigebrachten Beweisen genügend vorhanden; jedoch empfahl ich zur größeren Sicherheit, Versuchskörper in Plattenform von etwa 30 cm im Geviert bei 5 cm Stärke mit 7 mm starken Eiseneinlagen, die an einer Seite um einige Zentimeter frei herausstanden, in Zementmörtelmischung 1 : 3 anzufertigen und sie der damals sehr maßgebenden Bauschingerschen Versuchsanstalt in München zur Prüfung einzusenden. Von den Platten wurde je eine Anzahl der freien Witterung, gewöhnlichem Wasser und ammoniakhaltiger Jauche etwa 3 Monate hindurch ausgesetzt; nach dem Zerschlagen der Platten wurden sämtliche Eisenstäbe rostfrei vorgefunden, obwohl die Mehrzahl derselben mit einer bereits vorhandenen, festen Eisenoxydschicht behaftet, eingebaut worden war; aber die freien Stabenden hatte die Jauche fast völlig zerstört.

Um einen Anhalt für die Haftfestigkeit (Gleitwiderstand) zu gewinnen, ließ ich in eine kleine flache Kiste weichen Zementmörtel in Mischung 1 : 3 um einzelne 5 mm starke, durch den Boden durchgesteckte, 1 bis 3 cm in die Mörtelmasse hineinragende Eisenstäbe eindrücken; an das freie, zu einem Haken aufgekrümmte Ende der Eisenstäbe wurden nach sechswöchentlicher Erhärtung Gewichte bis zum Herausziehen angehängt und durch Teilung der vom Zement umhüllten Staboberfläche in die jeweilig angehängte Last der durchschnittliche Gleitwiderstand zu rd. 40 kg/qcm ermittelt. Ungefähr dasselbe Ergebnis zeigten die späteren gleichfalls von Bauschinger angestellten genaueren Versuche.

Schwieriger zu beheben schien mein Zweifel an der gleichen Längenänderung von Beton und Eisen bei zu- oder abnehmender Wärme. Nach den bisherigen günstigen Ergebnissen hatte ich großen Gefallen an der Sache gefunden und bemühte mich, nun auch hierin Klarheit zu schaffen. Zu dem Zwecke begab ich mich zur Bibliothek des Architektenvereins (dessen Mitglied ich heute noch bin) und durchsuchte von der mir als vieles Gute enthaltend bekannten französischen Zeitschrift „Journal des ponts et chaussées" die Inhaltsverzeichnisse mehrerer Jahrgänge, bis ich im Jahrgang 1863 die Bouniceausche Tafel über die Wärmedehnungswerte für natürliche und künstliche Bausteine vorfand; und siehe da: neben Beton (Mischung 1 : 3) steht die Ausdehnungszahl für 1° C. 0,000 013 7 bis 0,0000 148; für Eisen ist dieselbe bekanntlich 0,000 014 5. Die Wärmeausdehnung des Zementbetons und des Eisens war also gleich groß, eine Tatsache, deren Richtigkeit auch bei später in Breslau angestellten praktischen Brandversuchen vollauf bestätigt wurde.

Von diesem Augenblick an war ich entschlossen, der Sache meine volle Aufmerksamkeit zu widmen, da ich mir voll bewußt war, nunmehr die Grundbedingungen für eine neue Bauweise vor mir zu haben; denn neben dem gedrückten Betonbaukörper sah ich nicht nur die Möglichkeit, gezogene Stäbe und Wandungen, sondern vor allem auch biegungsfeste Baukörper zu gestalten; man hatte ja nur nötig, die ungenügende Zugfestigkeit des Betons ganz wesentlich zu erhöhen durch Einlegen einer angemessenen Zahl Eisenstäbe in die Zugzone, die ja durch den nunmehr bekannten Gleitwiderstand am Beton bei der Durchbiegung und Bildung des Widerstandsmoments zur Mitarbeit herangezogen werden mußten.

Auf Grund dieser Erkenntnisse versuchte ich für eine biegungsfeste Platte mit möglichst nahe der Unterfläche eingelegten Eisenstäben das Widerstandsmoment zu berechnen. Es gelang, und zwar nach derselben Berechnungsweise, die von mir später (im Herbst 1886) im Zentralblatt der Bauverwaltung veröffentlicht und seitdem allgemein bekannt und angewandt wurde. Das Ergebnis teilte ich sofort G. A. Wayß mit, der ja in der Hoffnung auf Ausführungen beim Reichstagsbau ohnehin mit mir in ständiger Verbindung blieb. Ich veranlaßte ihn zum Bau von zwei Probeplatten von 1,00 m Spannweite und 60 cm Breite bei 5 cm Stärke, von denen die eine mit den von mir berechneten Eiseneinlagen von 3 qcm Gesamtquerschnitt versehen wurde, die andere hingegen bei sonst genau gleicher Ausführung von Eisen frei blieb. Die Eisenstäbe sollten möglichst nahe der Unterfläche mit kaum 5 mm Überdeckung eingelegt werden. Bei der Bruchbelastung, die nach etwa 4 Wochen stattfand, war man erstaunt über das von mir vorausgesagte Ergebnis, daß die eisenbewehrte Platte mehr als das Sechsfache der reinen Betonplatte zu tragen vermöchte. Auch bestätigten die dabei gemessenen Durchbiegungen, die in den anfänglichen Belastungsstufen den jeweiligen Belastungen, ähnlich wie bei völlig homogenen Platten, nahezu genau entsprachen, meine Überzeugung von der zulässigen Verwendbarkeit der Navierschen Biegungstheorie mit Annahme der Nullinie im Schwerpunkt des Querschnitts. Diese einfache Anschauungsweise ist später zugunsten einer genaueren Therorie von mir selbst und anderen verlassen worden, wodurch zwar die Rechnungen ziemlich verwickelt, die Ergebnisse aber kaum genauer wurden [1]).

Von diesem Augenblick an gewann ich G. A. Wayß, der ursprünglich nur Wände und Scheindecken, widerstandsfähiger und feuerfester als Rabitz, auszuführen im Sinne hatte, auch für den Bau von tragenden Deckenplatten und Gewölben.

Ich glaubte durch eine Veröffentlichung der bisher festgelegten Tatsachen und der statischen Berechnungen, die ich inzwischen auch auf Gewölbe, Behälter usw. ausdehnte und bei der Berliner Baupolizei als maßgebend durchgesetzt hatte, in dem amtlichen Zentralblatt der Bauverwaltung dem Fortschritt der Sache zu nützen. Aber Wayß bat mich dringend, in Anbetracht der bereits oben erwähnten leichten Angreifbarkeit des Patents, diese Erkenntnisse möglichst lange für sein Geschäft zu bewahren, namentich mit der Veröffentlichung der Berechnungen zurückzuhallten. Das geschah auch bis auf die vorangegangene grundlegende aber in dieser Hinsicht kaum schädliche Mitteilung in genanntem Blatt von 1886. Erst ein Jahr später, als nach mancherlei Ausführungen und den in großem Maßstabe von G. A. Wayß durchgeführten Versuchen mit Platten, Gewölben, Röhren und Wasserbehältern, zu denen ich die Entwürfe und wissenschaftlichen Vorarbeiten lieferte, eine weitere Geheimhaltung doch zwecklos gewesen wäre, wurden durch die von mir angeregte und in ihren Hauptteilen verfaßte sogenannte Monierbroschüre alle damaligen Erfahrungen der Öffentlichkeit übergeben; aber auch hier noch sind die statischen Berechnungen absichtlich so allgemein und so rein wissenschaftlich gehalten, daß auch der geschulteste Praktiker von damals sie schwerlich hätte verwerten können, während sie dem mehr theoretisch gebildeten Baubeamten, für den diese Druckschrift hauptsächlich bestimmt war, genügen konnte.

Nicht unerwähnt soll bleiben, daß mir zu ihrer Fertigstellung ein junger Architekt, Regierungsbauführer Salomon, behilflich war, der den größten Teil des Textes nach meinem Diktat in Kurzschrift niederschrieb, meine Handskizzen und die sonstigen Zeichnungen in passendem Maßstabe auftrug, dem Texte einfügte und das Ganze druckfertig herrichtete. Die Durchsicht und Verbesserungen der Fahnenabzüge habe ich

---

[1]) Wie wenig übrigens J. Monier selbst über die statische Wirkung im Bilde war, geht aus einer Bemerkung gegenüber dem Oberingenieur Pfeiffer hervor, durch die er gelegentlich eines Besuchs im Jahre 1889 auf der Baustelle sein Mißfallen über die nach seiner Ansicht sehr nachlässige Ausführung von Tragplatten zwischen Trägern deshalb äußerte, weil die Arbeiter das Eisen „so sehr aus Plattenmitte" eingelegt hätten.

selbst vorgenommen; jedoch konnte ich dem dringenden Wunsche des Herrn Wayß, in dieser Druckschrift mit dem Titel: „Das System Monier in seiner Anwendung auf das gesamte Bauwesen" mit meinem Namen als Verfasser hervorzutreten, nicht entsprechen, weil ich eine offenkundige Mitwirkung an einem immerhin geschäftlichen Unternehmen mit meiner Stellung als Staatsbaubeamter nicht vereinbaren zu können glaubte.

Wieviel Mühe es mir und in der Folge allen überzeugten Beteiligten gekostet hat, die neue Bauweise gegen die von allen Seiten auftretenden Widerstände, nicht zum wenigsten seitens der Betonbaugeschäfte selbst, zur Einführung und zu allgemeiner Anerkennung zu bringen, kann in dem knappen Rahmen dieses Aufsatzes nur angedeutet werden.

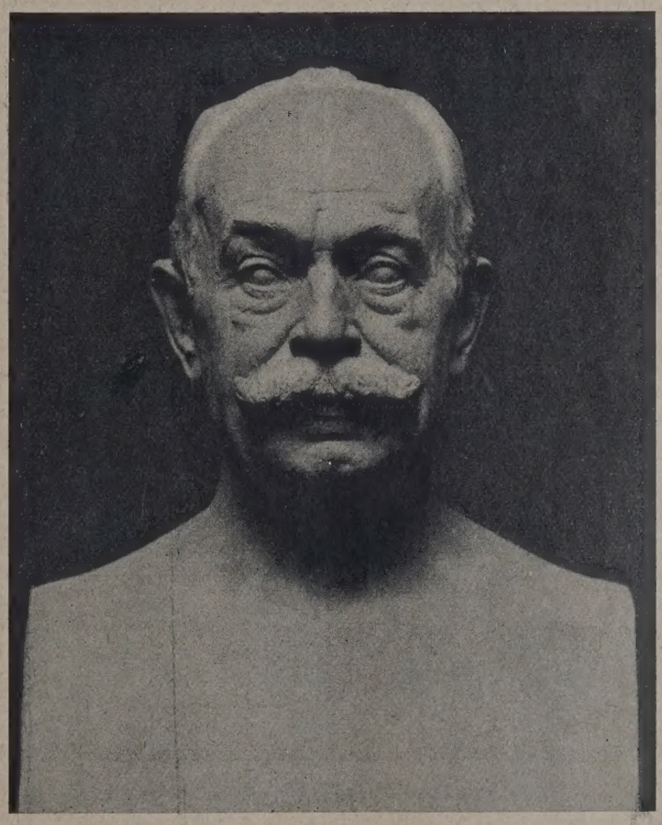
So gelang es mir erst im Frühjahr 1888, die tragende Deckenplatte auf Trägerunterflansch in den Fluren des obersten Stockwerks des Reichstagsgebäudes in einer Ausdehnung von etwa 1500 Quadratmeter einzuführen. Dieser Erfolg und die schnelle, durch meine eifrige Mithilfe und meine Vorträge in Fachvereinen usw. geförderte Verbreitung und Anwendung der neuen Bauweise in Staats-, insbesondere Festungsbauten, Fabrikgebäuden, u. a. Papierfabriken, wo sie nicht nur zu Decken, sondern auch zu Stoffkästen, Holländern usw. Anwendung fand, bei sonstigen Hochbauten aller Art, bei Wasserbehältern, Röhren, Brücken usw., mit deren Entwürfen und Berechnungen ich 2½ Jahre hindurch den größten Teil meiner freien Zeit neben meiner Lehrtätigkeit und als Ingenieur des Reichstagsbaues aufwandte, bewogen mich endlich, dem lange gehegten und mir fast täglich vorgetragenen Wunsche des Herrn Wayß nachzugeben, in sein Geschäft als technischer Leiter einzutreten, obwohl ich dabei die günstigsten Aussichten im Staatsdienste preisgab. Am 1. Juni 1888, ein Zeitpunkt, zu dem der mir anvertraute Rohbau ohnehin seinem Ende entgegenging, trat ich in den Dienst der Firma G. A. Wayß & Co., die dann in demselben Jahre noch in eine Aktiengesellschaft umgewandelt werden konnte, die heute noch unter dem Namen Aktiengesellschaft für Beton- und Monierbau besteht.

Alle anderen Eisenbetonfirmen sind später entstanden, teils aus früheren Zweigniederlassungen, teils durch frühere Beamte oder Vertreter bezw. Lizenznehmer der Gesellschaft und durch andere.

Am 1. Mai 1891 sah sich G. A. Wayß gezwungen, aus der Gesellschaft auszuscheiden und das von ihr aufgegebene österreichische Geschäft zu übernehmen. Seit diesem Tage bin ich alleiniger technischer Leiter der Gesellschaft, die sich parallel mit dem Eisenbetonbau in bekannter Weise entwickelt hat.

GEH. REGIERUNGSRAT PROF. DR.-ING. MÜLLER-BRESLAU.

wurde anläßlich seines 70. Geburtstages eine besondere Ehrung durch den Deutschen Eisenbau-Verband zuteil, dessen Ausschußmitglieder sich kürzlich zu einer kleinen würdigen Feier in Berlin zusammenfanden. Der Vorsitzende des Verbandes, Geh. Baurat Dr.-Ing. Carstanjen, überreichte dem Jubilar dessen von Professor Janensch-Berlin geschaffene, meisterhaft gelungene Bronzebüste mit einer von Künstlerhand gefertigten Glückwunschadresse. Der Technischen Hochschule Charlottenburg stiftete der Verband die gleiche Büste in Marmor, welche an der Stätte der langjährigen erfolgreichen Wirksamkeit Müller-Breslau's aufgestellt, den Studierenden das leuchtende Vorbild eines verdienten Lehrers und Forschers immerdar vergegenwärtigen soll.



In der Glückwunschadresse werden die besonderen Verdienste Müller-Breslau's um die Vertiefung der Wissenschaft und die Entwicklung des deutschen Eisenbaues gewürdigt, zugleich auch seine erfolgreiche Pflege experimenteller Forschung, insbesondere durch seine Beteiligung an den Beratungen und Arbeiten des Ausschusses für Versuche im Eisenbau. Der deutschen Eisenbau-Industrie war es daher ein tiefempfundenes Bedürfnis, den Gefühlen des Dankes, welchen sie Müller-Breslau als ihrem bedeutenden geistigen Führer schuldet, in würdiger Form Ausdruck zu verleihen. Mit der Freude über die körperliche und geistige Frische des Jubilars verbindet diese Industrie die Hoffnung, daß es ihm noch viele Jahre hindurch vergönnt sein möge, für die großen Aufgaben und Ziele der Ingenieurwissenschaften weiter zu wirken und zugleich die Bitte, die Arbeiten des Ausschusses für Versuche im Eisenbau auch fernerhin durch seinen erfahrenen Rat zu unterstützen.

Mit herzlichen Worten des Dankes wies Geheimrat Müller-Breslau darauf hin, daß ihn mit der Eisenbau-Industrie und deren Führern langjährige persönliche Beziehungen verbinden, insbesondere auch, weil gerade im Eisenbau engstes Zusammenwirken der Wissenschaft mit der schöpferischen Gestaltung und praktischen Durchbildung in hohem Maße gegeben sei. Er würdigte die Eisenbauten als hervorragende Kunstbauwerke und wünschte zum Schlusse der deutschen Eisenbau-Industrie und insbesondere dem Verband ein weiteres gutes Gedeihen.

DER WETTBEWERB FÜR ENTWÜRFE ZU EINER VERBINDUNG ÜBER DEN LIMFJORD ZWISCHEN AALBORG UND NÖRRESUNDBY IN DÄNEMARK.

Vom Geheimen Baurat Schaper, Berlin.

(Fortsetzung von Seite 316.)

1. Entwurf: **„Dannebroge“.**

Verfasser: Gutehoffnungshütte, Sterkrade, Monberg & Thorsen, Kopenhagen, Professor Wach, Düsseldorf.

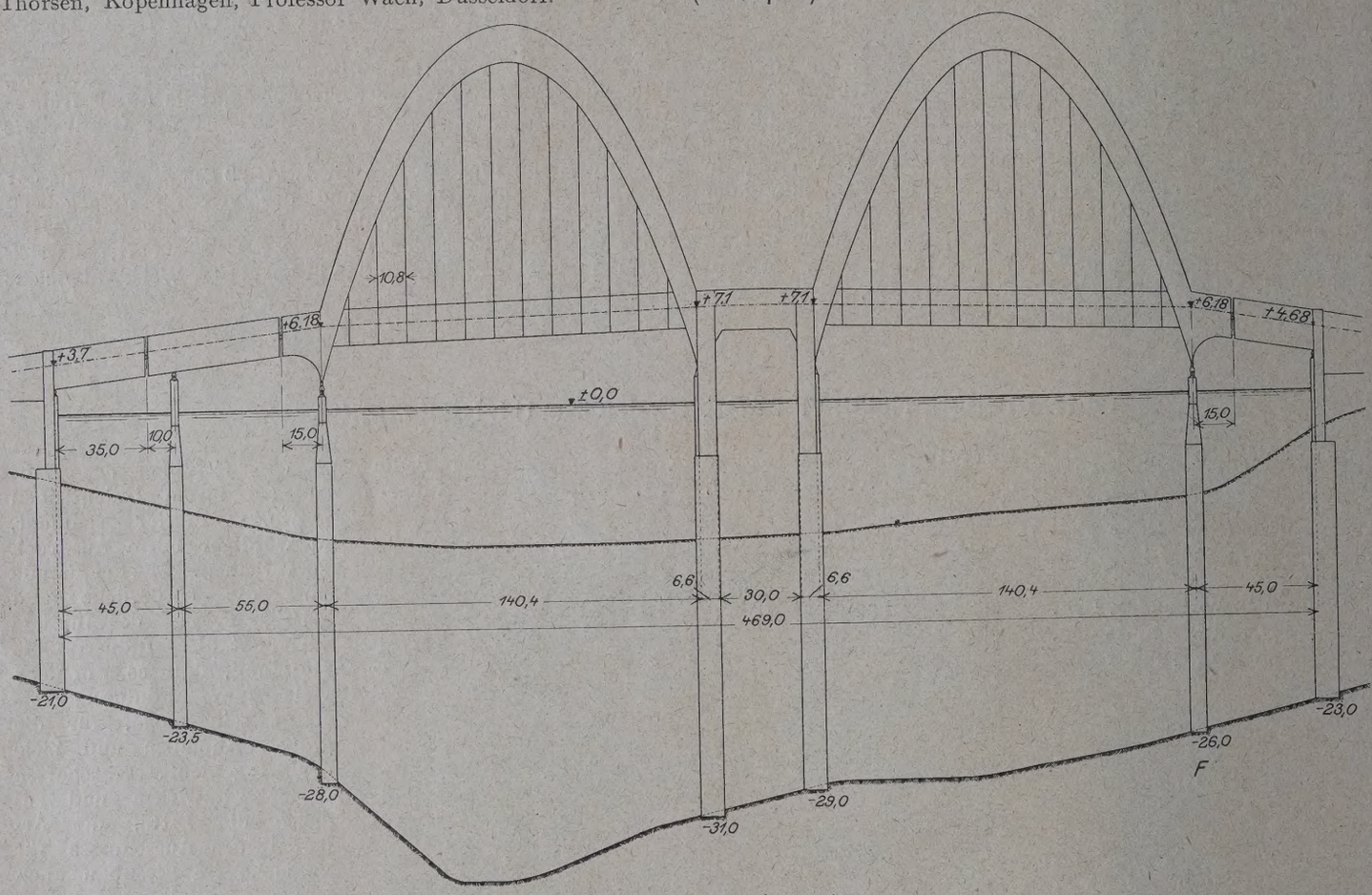


Abb. 4. Gesamtansicht (verzerrt).

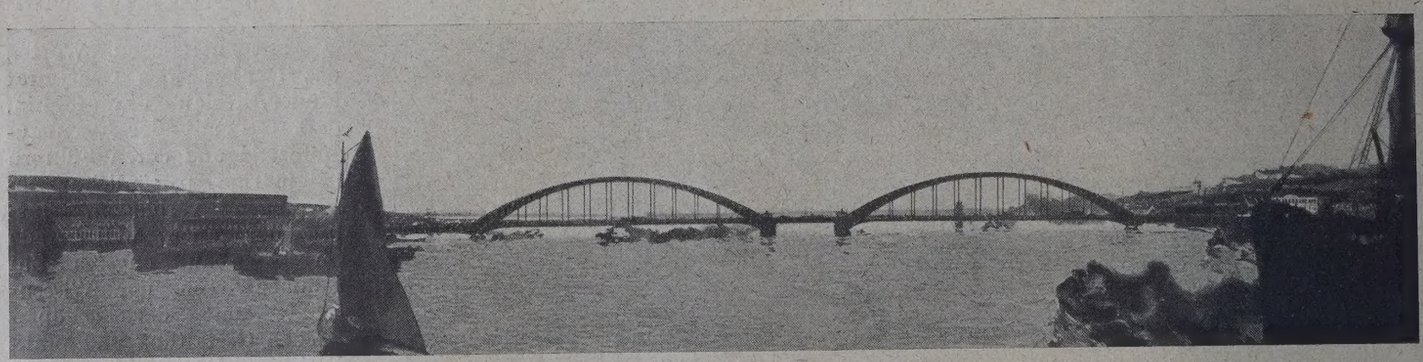


Abb. 5. Gesamtansicht.

Der Limfjord wird von einer doppelarmigen Klappbrücke von 30 m Lichtweite, zwei mächtigen, sich hoch über die Fahrbahn erhebenden, vollwandigen Bogenträgern von je 140,4 m Stützweite und im Anschluß an die Bogenträger auf der einen Seite in einer Öffnung und auf der anderen Seite in zwei Öffnungen von tiefliegenden, größtenteils parallelgurtigen, vollwandigen Trägern überbrückt, die 55 und 45 m Stützweite aufweisen und mit ihrer rd. 1,10 m über den Fußsteigen liegenden Oberkante den natürlichen Abschluß der Gehwege bilden (Abb. 4—6).

Die Brücke liegt so, daß die jetzigen Hauptverkehrsstraßen in der Hauptsache beibehalten werden können, daß aber die Brückenachse die Stromrichtung ziemlich rechtwinklig kreuzt. Auf der Seite von Nörresundby schließt sich an die Brücke eine Rampe an, unter der die Eisenbahngleise durchführt werden. Platzgestaltungen und Gebäude von

hohem städtebaulichen und künstlerischen Werte sind an den Landanschlüssen geplant.

Die großen Stützweiten sind gewählt worden, um die Anzahl der Pfeiler wegen der schwierigen und teuren Gründung auf ein wirtschaftliches Mindestmaß zu beschränken. Die Lage der Klappbrücke ergab sich aus der vorgeschriebenen Wassertiefe und aus der Zweckmäßigkeit, die neue Klappbrücke mit der Durchlaßöffnung der Eisenbahnbrücke in einer Stromlinie anzuordnen. Die Lage der Klappbrücke und die große Stützweite des sich anschließenden Bogens ermöglichen es, die Pfeiler außerhalb der tiefen Mulde des tragfähigen Baugrundes anzuordnen (Abb. 4).

die schon erwähnten vollwandigen, tiefliegenden Träger. In den Träger der linken Landöffnung (Abb. 4) ist in 10 m Abstand vom Auflager auf dem ersten Strompfeiler ein weiteres Gelenk eingeschaltet. Das gesamte Trägergebilde ist somit äußerlich statisch bestimmt.

Die Höhe der Stegbleche des Bogens beträgt im Scheitel 2,80 m, über den Auflagern 5,40 m und am Ende des Kragarmes 3 m (Abb. 7). Die Stegbleche der tiefliegenden Blechträger sind durchweg 3 m hoch. Der Querschnitt der Bogen und der seitlichen Träger ist doppelwandig, oben geschlossen und unten offen; der lichte Abstand der beiden Wände beträgt 60 cm, ein Maß, das Niet- und Anstreicherarbeiten im Innern

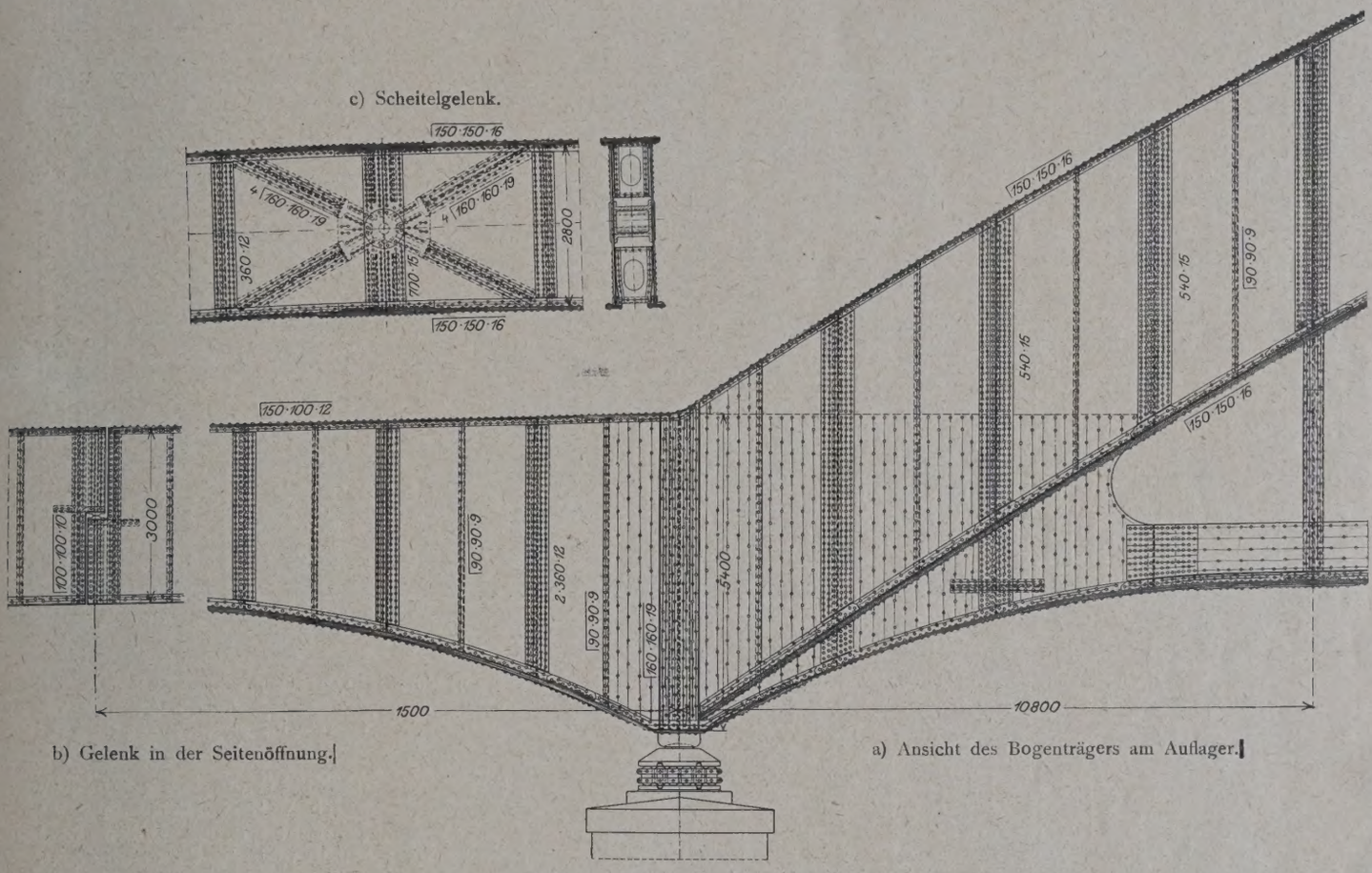
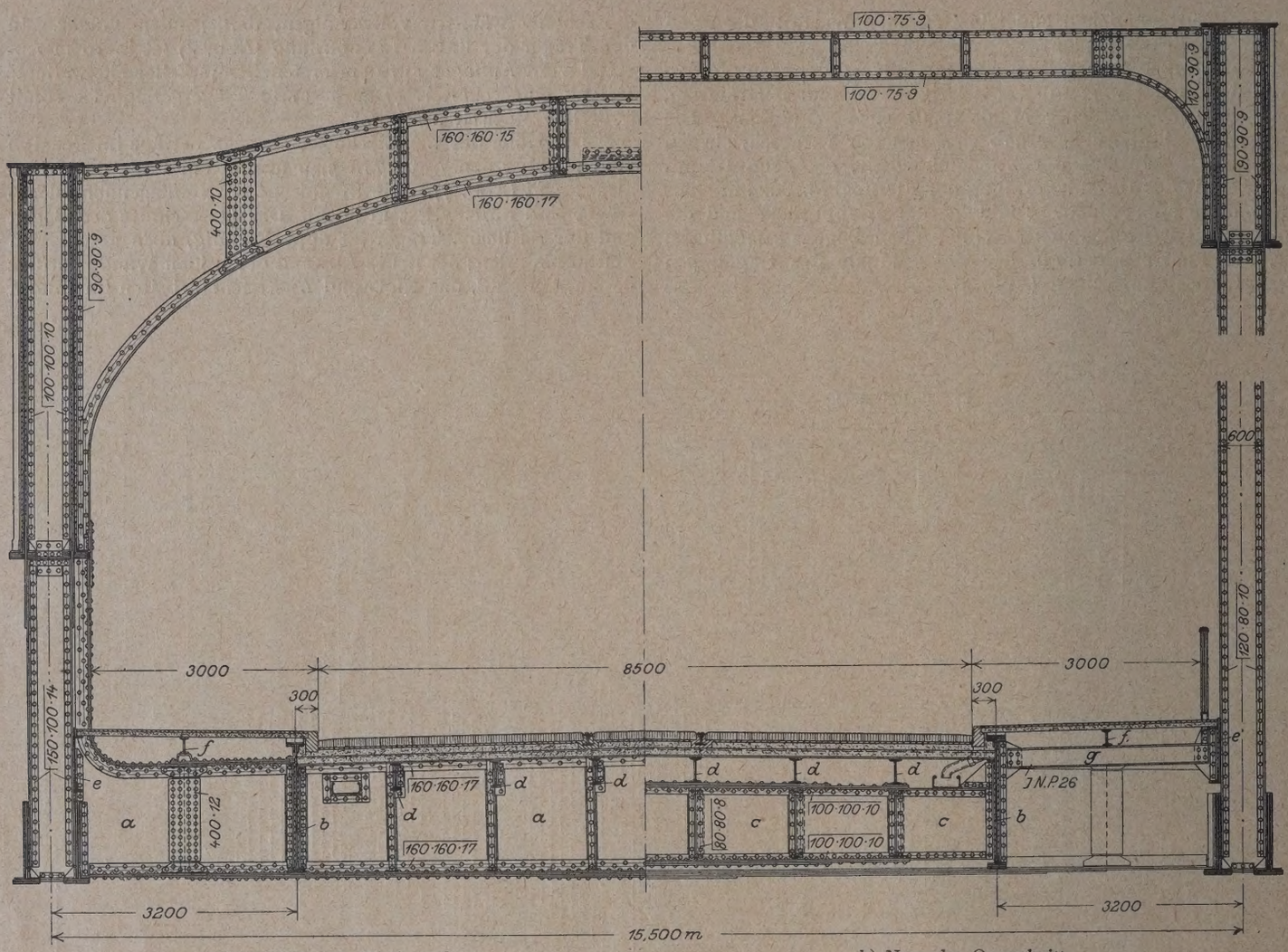


Abb. 7. Ansicht des Hauptträgers.

Abb. 6. Gesamtansicht.

Die Bogenträger sind Zweigelenkbogen mit Zugband. Die Stützweite beträgt 140,40 m, die Pfeilhöhe ist = rd. $\frac{1}{6,5}$ der Stützweite. Auf den der Klappbrücke abgekehrten Seiten kragen die Bogenträger je 15 m weit in die Nachbaröffnungen vor (Abb. 4). Auf die Endpunkte der Kragarme stützen sich ohne große Schwierigkeiten gestattet. Beide Wände sind durch Querschotten und Bindebleche gut gegeneinander ausgesteift. Die Stegbleche des Bogens haben keinen Stoß in der Bogenachse erhalten, sondern sind ebenso wie die Stegbleche der seitlichen Träger nur in senkrechten Linien gestoßen (Abb. 7). Am Anschluß des Zugbandes und über dem



a) Querschnitt am Windportal. b) Normaler Querschnitt.

Abb. 8.
Querschnitte durch den Bogenträger.

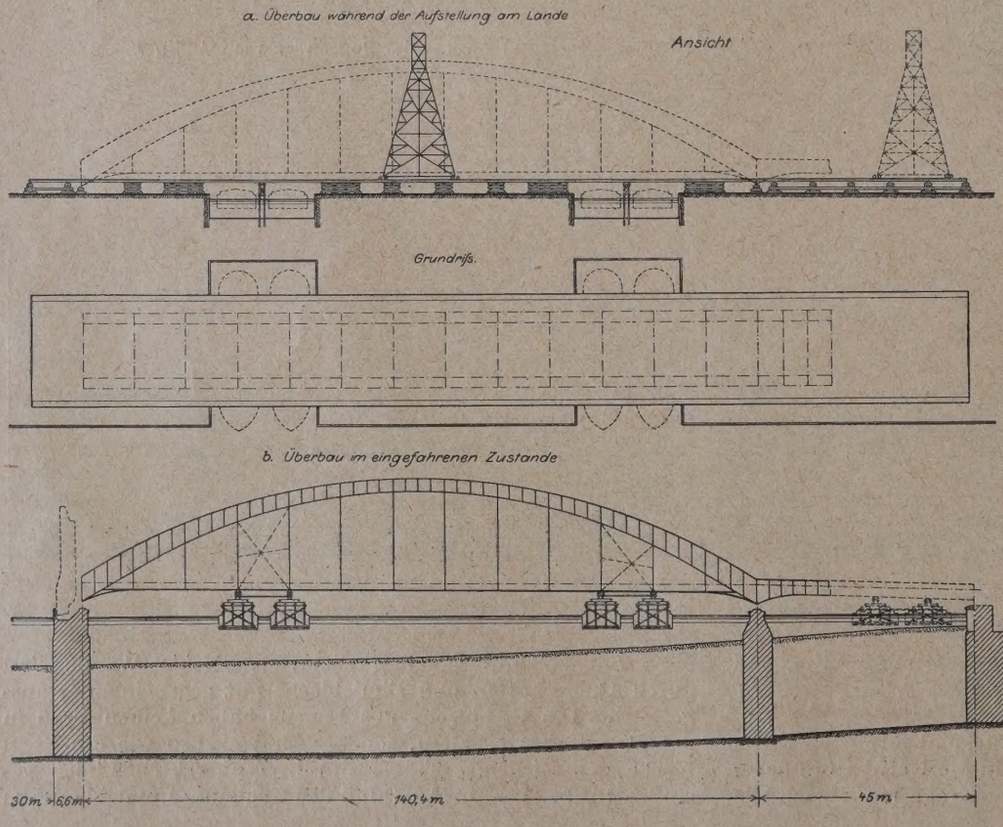


Abb. 9. Aufstellung der Überbauten.

Auflager sind beide Wandungen durch weitere Bleche verstärkt. Im Scheitel der Bogen werden vorübergehend während der Aufstellung Gelenke eingeschaltet, um den Bogen statisch bestimmt und damit Aufstellungsfehler unschädlich zu machen. Diese Gelenke werden erst nach dem Absetzen der Bogen auf die Pfeiler durch Vernieten der Laschen an den Seitenwandungen und an den Gurtungen unwirksam gemacht. Die Ausbildung dieser Gelenke ist ebenso wie die der Auflagergelenke auf den Kragarmen aus der Abb. 7 zu ersehen.

Die in Abständen von 10,8 m angeordneten vollwandigen Hängestangen (Abb. 8) sind durch besondere Knotenbleche, welche die unteren Gurtungen der Bogen durchdringen, an den Wandungen der Bogen angeschlossen. Die Gehwege liegen innerhalb der 15,50 m von Mitte zu Mitte voneinander ent-

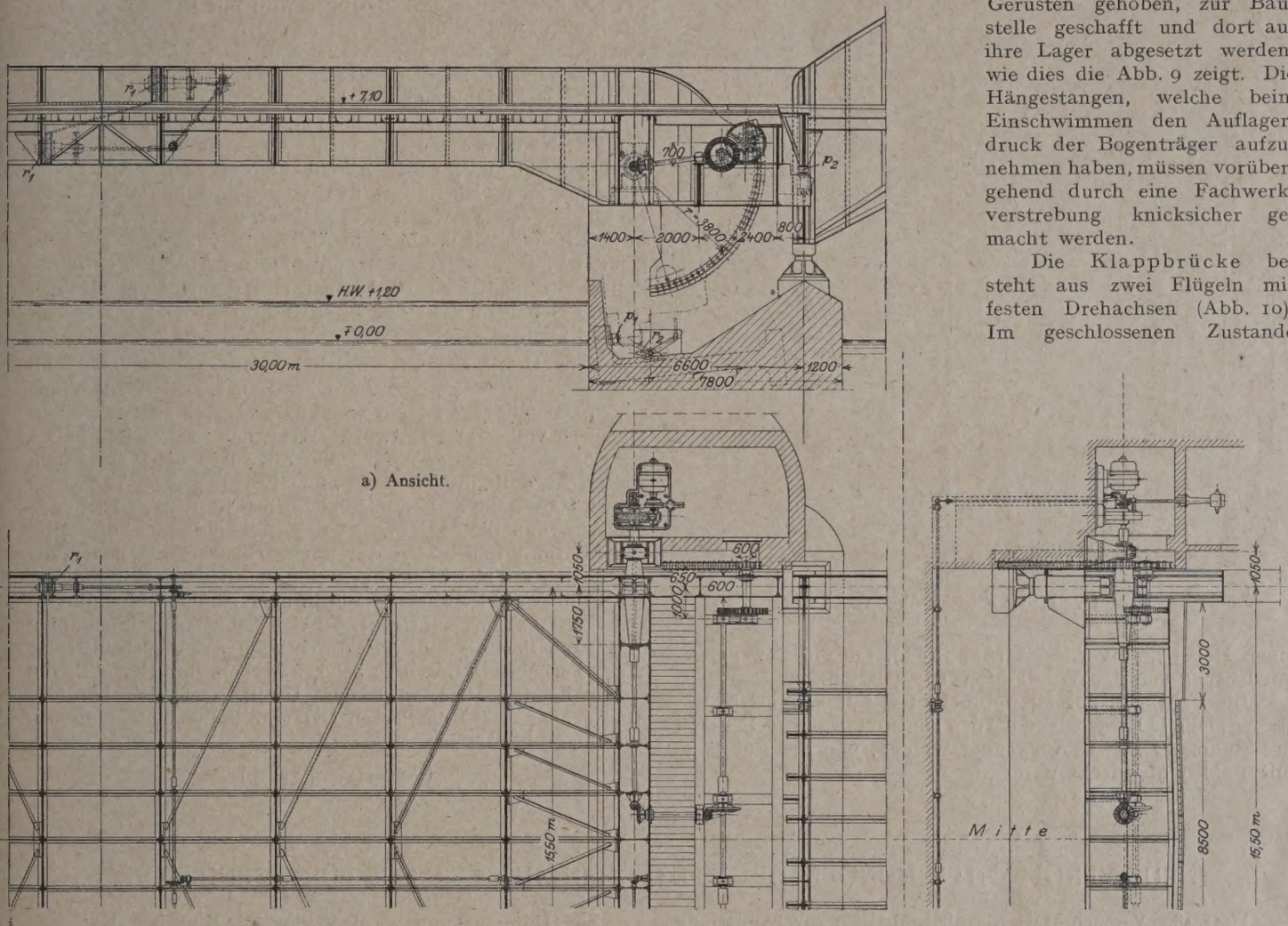
fernten Hauptträger und besitzen vom Geländer bis zur Bordkante je eine Breite von 3 m. Der Fahrdamm ist 8,50 m breit. Das Fahrbahnträgergerippe besteht aus den von den Hängestangen getragenen Hauptquerträgern „a" aus hohen, kräftigen, an diese angeschlossenen und neben den Bordsteinen liegenden Hauptlängsträgern „b", aus Zwischenquerträgern „c", die an den Hauptlängsträgern ihre Unterstützung finden und von denen je 2 zwischen je 2 Hauptquerträgern angeordnet sind, und schließlich aus den in 1,30 m Entfernung voneinander liegenden, aus I-Eisen bestehenden Nebenlängsträgern „d", die an den Hauptquerträgern angeschlossen und auf den Zwischenquerträgern gelagert sind. Die Fahrbahntafel besteht aus Belageisen, die mit Beton überdeckt sind. Gegen das Eindringen von Wasser ist der Beton durch eine Asphaltschicht geschützt, auf dieser wird Holzpflaster verlegt. Die Fußwegdecke wird von eisenbewehrten Betonplatten gebildet, die von den Hauptlängsträgern „b", an der Außenseite von Fußwegrandträgern „e" und in der Mitte von kleinen, aus I-Eisen bestehenden Längsträgern „f" gestützt werden. Diese kleinen Längsträger werden von den Fahrbahnhauptquerträgern „a" und kleinen, aus [-Eisen gebildeten Fußwegquerträgern „g" getragen, die in den Ebenen der Fahrbahnzwischenquerträger liegen und an den Fahrbahnhauptlängsträgern „b" und den Randträgern „e" angeschlossen sind.

Die Bogenträger weisen zwei Windverbände auf. Der obere Verband liegt in der Fläche der Bogenobergurte, erstreckt sich auf eine Länge von 11.10,8 m und wird in den Ebenen der ersten Hängestangen von zwei vollwandigen Portalen begrenzt (Abb. 8a), welche die Windkräfte zu dem unteren, in der Ebene der Zugbänder liegenden Windverband leiten. Die untere Bogengurtung ist durch portalartige Riegel gegen den oberen Windverband abgesteift (Abb. 8 b).

Die Bogenträger sind auf den Pfeilern der Klappbrücke fest gelagert, alle anderen Lager auf den Widerlagern und Pfeilern sind beweglich (Abb. 4). Die Gelenke sind unverschiebliche Linienkipplager.

Die Bogenträger und die einzelnen Seitenträger sollen am Lande, mit ihrer Längsachse gleichlaufend zum Ufer, auf niedrigen Gerüsten zusammengebaut, dann von Prähmen, die in gebaggerten Rinnen unter die fertigen Träger fahren, von den Gerüsten gehoben, zur Baustelle geschafft und dort auf ihre Lager abgesetzt werden, wie dies die Abb. 9 zeigt. Die Hängestangen, welche beim Einschwimmen den Auflagerdruck der Bogenträger aufzunehmen haben, müssen vorübergehend durch eine Fachwerkverstrebung knicksicher gemacht werden.

Die Klappbrücke besteht aus zwei Flügeln mit festen Drehachsen (Abb. 10). Im geschlossenen Zustande



a) Ansicht.

b) Grundriß.

c) Querschnitt.

Abb. 10. Klappbrücke.

werden die doppel- und vollwandigen Hauptträger jedes der beiden Flügel durch zwei innerhalb der Hauptträgerwandungen liegende, in der Längsachse gegeneinander versetzte kräftige Riegel „r" miteinander biegungsfest verbunden, so daß die beiden Flügel einen einfachen, auf den Drehzapfen gelagerten Balken bilden. Durch die gegenseitige Versetzung der Riegel ist es erreicht, daß diese verhältnismäßig nur geringe Biegungsmomente erhalten. Der große Vorteil dieser Anordnung liegt darin, daß die Gegengewichtsarme nicht verankert zu werden brauchen, daß die Drehzapfen erheblich weniger durch die Betriebslasten beansprucht werden, und daß die Durchbiegungen der Klappe unter der Verkehrslast geringer sind als bei der üblichen Anordnung zweiflügeliger Klappbrücken. Diese äußerst sinnreiche Art der Verriegelung ist von Regierungs- und Baurat Voß und von Dipl.-Ing. Schwyzer erdacht und bei der Straßenbrücke über die Eider bei Friedrich-

stadt angewendet worden[1]). Zur Bewegung der Klappen und zur Betätigung der Verriegelung dient elektrische Kraft; für den Notfall ist auch Handbedienung vorgesehen. Die Art der Bewegungsvorrichtung geht klar auf der Abb. 10 hervor. Beim Öffnen der Klappen wird der Stoß durch Puffer „p_1" an der Vorderwand der Pfeiler und beim Schließen durch Puffer „p_2" unter den Endquerträgern der Bogen aufgefangen. Die geöffneten Klappen werden in der Endstellung unten durch

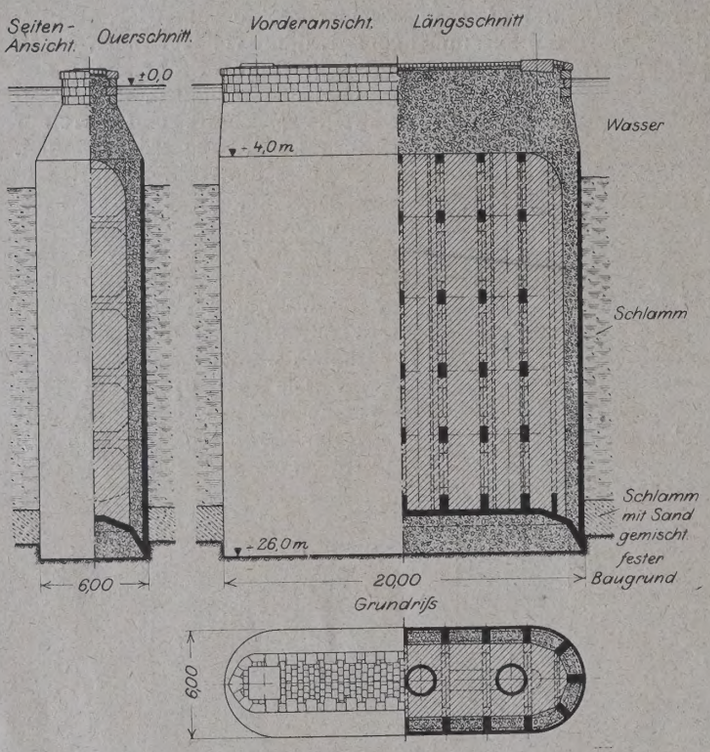


Abb. 11. Pfeiler F (siehe Abb. 4).

einen Hebel „r_2" verriegelt (Abb. 10 a), um die Bewegungsvorrichtung von den Windkräften zu entlasten.

Die Fahrbahn der Klappbrücke soll mit Seilgurten, wie sie erstmalig in Deutschland bei den neuen beweglichen Brücken des Ruhrorter Hafens verwendet wurden, und die Fußsteige mit Bohlen abgedeckt werden.

Die Überbauten werden von Pfeilern getragen, welche überall bis in den tragfähigen Baugrund abgesenkt werden. Die Verfasser halten bei den vorhandenen Baugrundverhältnissen nur solche Unterbauten für genügend widerstandsfähig gegen die durch den Eisdruck hervorgerufenen wagerechten Kräfte. Nach dem Vorbilde bei den Gründungsarbeiten der Eisenbahnbrücke sollen die Pfeiler durch den Schlamm, soweit es geht, ohne Druckluft und erst im letzten Teil mit Druckluft abgesenkt werden. Die Arbeitskammern und die Pfeiler selbst erhalten einen kräftigen Mantel aus Eisenbeton (Abb. 11). Der Pfeilermantel ist durch senkrechte Längsrippen aus Eisenbeton verstärkt (Abb. 11 Grundriß); der Raum zwischen diesen Rippen wird mit Beton ausgefüllt. Die beiden Längswände der Pfeiler werden durch eisenbewehrte Querbalken miteinander verbunden. Die Arbeitskammer wird nach dem Erreichen der endgültigen Tiefe mit Beton ausgefüllt. Der Hohlraum des Pfeilers wird aus Gründen der Kostenersparnis nur mit Sand und Kies gefüllt. Der Kopf des Pfeilers wird aus Beton gebildet und im oberen Teil mit Granit verkleidet[3]). Die Absenkung der Pfeiler wird von schwimmenden Rüstungen aus vorgenommen. Das Preisgericht hat es als erwünscht bezeichnet, das Innere der Pfeiler in Zellen einzuteilen, um beim Absenken etwaigen Bestrebungen der Pfeiler, sich schief zu stellen, durch Ausfüllen einzelner Zellen entgegentreten zu können und damit Unglücksfälle, wie sie sich beim Bau der Eisenbahnbrücke ereignet haben, zu verhüten.

Dem Urteil des Preisgerichtes, das in der Verleihung eines ersten Preises seinen Ausdruck findet, schließen wir uns an. „Dannebroge" ist ein wirtschaftlicher, künstlerisch und technisch vollendeter Entwurf. Wenn das Preisgericht neben aller Anerkennung der Vorzüge des Entwurfes die Befürchtung ausspricht, daß „die kolossalen, massiven Bogen im Verhältnis zu der Umgebung zu dominierend wirken werden", so sei dazu bemerkt, daß die Ansicht, bei der flachen Landschaft sollte der Limfjord am besten durch eine Brücke, deren Hauptträger sich gar nicht oder nur wenig und dann nur in flachen Linien über die Fahrbahn erheben, überspannt werden, durchaus vertretbar erscheint, daß aber ebenso die Anschauung, man müsse die flache Landschaft durch kühne, sich hoch über das Wasser erhebende Bogen zu beleben suchen, ihre Berechtigung haben kann. Hier wird das Urteil, das sich berufene Städtebauer und Künstler an Ort und Stelle bilden müssen, ausschlaggebend sein.

(Fortsetzung folgt.)

NEUE VERÖFFENTLICHUNGEN DES DEUTSCHEN AUSSCHUSSES FÜR EISENBETON.

Heft 48. Versuche mit Eisenbetonbalken zur Ermittlung der Widerstandsfähigkeit verschiedener Bewehrung gegen Schubkräfte, vierter Teil[2]). Die Untersuchungen, von v. Bach in Stuttgart ausgeführt, schließen sich an die in Heft 12 und 22 erschienenen Berichte an, in denen wertvolle Aufschlüsse gegeben wurden über die zweckmäßige Anordnung der schief aufgebogenen Eisen im Eisenbetonbalken. Es zeigte sich hier, daß die aufgebogenen Eisen bei der üblichen Rechnung in ihrer Spannungsaufnahme überschätzt werden. Ein Aufschluß über die tatsächliche Anstrengung der Eisen konnte aber noch nicht gegeben werden. Um diese Aufgabe zu lösen, sind nunmehr nach einem von Professor Dr. Mörsch in Verbindung mit der Stuttgarter Material-Prüfungsanstalt aufgestellten Plane Vorversuche ausgeführt worden, über die Heft 48 Aufschluß gibt.

Zur Untersuchung wurden Plattenbalken benutzt:

a) bewehrt durch 8 gerade Stäbe mit U-Haken aus 25 mm-Eisen,

b) bewehrt durch 8 Stäbe aus 25 mm-Rundeisen, von denen 5 Stäbe aufgebogen und nur 3 gerade gelassen sind. Die Stärke der Eisen war so gewählt, daß nach der üblichen Berechnung die Anstrengung der aufgebogenen Eisen 1000 kg/qcm alsdann beträgt, wenn die gleiche Belastung von den in Balkenmitte liegenden Eisen erreicht wird;

c) bewehrt durch 9 Stäbe, die den gleichen Gesamtquerschnitt besitzen, wie die Stäbe in den Balken a und b. Hierbei wurden wie bei b) nur 5 Eisen aufgebogen, jedoch nur von einem Gesamtquerschnitt gleich der Hälfte der aufgebogenen Eisen in b). Ihre Anstrengung beträgt demgemäß unter derselben Last wie bei b) rechnerisch 2000 kg/qcm.

[1]) Vergl. „Deutsche Bauzeitung" 1919, Nr. 39, 40 u. 41.

[2]) Ausgeführt in der Materialprüfungsanstalt in der Technischen Hochschule Stuttgart i. J. 1920. Bericht erstattet von Dr.-Ing. v. Bach und Otto Graf. Verlag Ernst und John 1921. Preis 13,0 M.

[3]) In der Abb. 11 ist der Eisenbeton schwarz, der Beton durch Punkte und kleine Vielecke und die Kiesausfüllung durch schrägliegende Schraffur kenntlich gemacht.

d) Die Bauart ist dieselbe wie bei b und c. Die aufgebogenen Eisen erfahren aber eine weitere Verschwächung bis auf 15 mm; ihre entsprechende Anstrengung wächst damit auf 2800 kg/qcm.

e) Bewehrung wie bei a). Von den 8 Stäben von 25 mm Ø werden 2 aufgebogen; hierbei ist angenommen, daß der Beton 4,5 kg/qcm Schubspannung aufnimmt und nur der Rest dem Eisen zufällt. Es handelt sich also hier um eine Spannungsverteilung, wie sie nach den jetzigen Bestimmungen nicht zulässig ist, nach den früheren aber erlaubt war und noch heut von vielen Konstrukteuren als berechtigt angesehen wird.

Die Balken hatten Stützlängen von 5,40 m, waren 70 cm hoch; ihre Stegbreite betrug 25 cm, ihre Plattenbreite 1,20 m, deren Stärke 10 cm.

Der Beton war 1 : 2 : 3 zusammengesetzt, besaß 9,5 vH Wasser und ergab nach 45 Tagen eine mittlere Würfelfestigkeit von 282 kg/qcm. Das Eisen besaß Streckgrenzen von 2097 bis 2881 kg/qcm.

Die Herstellung der Probekörper und die Durchführung der Versuche waren normal. Bestimmt wurden die Rißbildungslast, das Fortschreiten der Risse und die Bruchlast, ferner an einzelnen Balken die elastischen Bewegungen.

Die Belastung, unter welcher noch kein Riß eintrat, betrug bei

Balkenart:	a	b	c	d	e	
	16 000	16 000	18 000	18 000	16 000	kg
die Rißlast:	18 000	18 000	20 000	20 000	18 000	„

Ausgeprägte Unterschiede, die auf die Bauart der Balken zurückzuführen gewesen wären, waren somit nicht aufgetreten

Bei Balken a) traten bei der Zerstörung schräge Schubrisse auf. Bruchlast 48 000 kg.

Bei Balken b) fand die Zerstörung unter P = 116 000 bis 119000 kg durch Überschreiten der Streckgrenze der Eisen in Balkenmitte und hierauf durch Zerdrücken des Betons in der Platte statt. Hier war also die Widerstandsfähigkeit des Balkens in seinen äußeren Teilen größer als in Balkenmitte.

Ganz ähnlich verhielt sich Balken c). Nur waren hier die schiefen Zugrisse in den äußeren Balkenteilen erheblich stärker, eine selbstverständliche Folge der schwächeren Schubbewehrung gegenüber den schiefen Hauptzugkräften. P = 120 000 kg.

Bei Balken d) erfolgte die Zerstörung nicht mehr in Balkenmitte, sondern an einem Balkenende. P = 96 000 kg.

Balken e) brach infolge eines schiefen Schubbrisses bei P = 92 000 kg. Der Riß lag hier in einem Gebiete, das von dem aufgebogenen Eisen nicht mehr durchdrungen wurde.

Alle diese Erscheinungen stehen durchaus im Einklange mit früheren Beobachtungen. Im besonderen zeigte sich, daß auch hier die Last, bei welcher die aufgebogenen Eisen bis zur Streckgrenze beansprucht sind, unmittelbar von der Stärke der aufgebogenen Eisen abhängt und daß die Art der Führung der abgebogenen Eisen bedeutungsvoll ist. Je gedrängter sie am Auflager liegen, um so eher treten die schiefen Zugrisse auf; je weiter sie sich vom Auflager nach der Balkenmitte erstrecken, um so günstiger ist der Verlauf dieser Risse, und zwar auch alsdann, wenn die Eisen hier kleineren Querschnitt haben.

Berechnet man die Zugspannung der aufgebogenen Eisen bei Balken c) unter der Annahme, daß von einer Schubspannung von 4,5 kg/qcm im Beton an die Eisen die gesamten schiefen Zugkräfte aufzunehmen haben, so würde sich σ_{e_z} = rd 7500 kg/qcm ergeben und ebenso bei Balken d) 8362 kg/qcm. Da diese Werte erheblich größer sind als die Spannung an der Streckgrenze und auch die Zugfestigkeit übertreffen, so ergibt sich tatsächlich, daß die amtlichen Bestimmungen, angewendet auf den Bruchzustand, die Anstrengungen der aufgebogenen Eisen viel zu hoch angeben. Hierbei ist freilich daran zu denken, daß die amtlichen Bestimmungen einen Zustand des Balkens voraussetzen, der weit von dem hier in Frage stehenden (nach Ausbildung der starken Risse) abweicht.

Weiteren Untersuchungen wird es nun obliegen, zu bestimmen, in wie weit die Zugbeanspruchung der aufgebogenen Eisen mit dem Rechnungsgange der amtlichen Bestimmungen für eine Belastung übereinstimmt, die in der Praxis als noch gerade erlaubt anzusprechen ist. M. Foerster.

BAUTEN ZUR BESSERUNG DER KOHLENWIRTSCHAFT IM MITTELDEUTSCHEN KOHLENGEBIET (IN DER NACHKRIEGSZEIT).

Von Dipl.-Ing. Brammer der Bauunternehmung Rud. Wolle, Leipzig.

Nach dem Vortrag, gehalten auf der 24. Hauptversammlung des Deutschen Beton-Vereins 1921 zu Berlin.

(Schluß von Seite 323.)

Als zweites Bauwerk sei die Anlage eines Bunkers für Braunkohle und eine dazu gehörige Förderbrücke kurz beschrieben, die im vorigen Jahre für die „Braunkohlengesellschaft Gustav Hasse G. m. b. H. in Roßbach (Schlacht)“ von der Bauunternehmung Rud. Wolle, Leipzig, erstellt wurde.

Die im Tagebau gebaggerte Rohkohle wird mittels einer Heckelschen Kettenbahn auf schiefer Ebene zuletzt in Neigung 1 : 6 auf einer mehr als 90 m langen Eisenbetonbrücke (siehe Abb. 15) in den Bunker befördert. Sie ist als Plattenbalkenbrücke in zwei Teilen, die eine Dehnungsfuge trennt, ausgeführt. Der erste Teil — das Brückenwiderlager am Übergange in den Erddamm — hat eine Länge von 20 m, weil es sich als billiger gegenüber einer hohen Dammschüttung erwies. Gebildet wird das Widerlager aus zwei Stampfbetonmauern mit Eisenbetonfahrbahnplatte. Der Gesamtschub der Brücke wird durch das Widerlager aufgenommen. Der zweite Teil der Brücke überspannt fünf Öffnungen und ist vom Bunker, der als letztes Auflager dient, gleichfalls durch eine Dehnungsfuge getrennt. Die Tragbalken haben verschiedene Spannweiten, weil bei der Wahl der Unterstützungen auf eine Straße und eine Gleisanlage Rücksicht genommen werden mußte, so daß Spannweiten bis 23 m entstanden sind. Wegen der schiefen Überbrückung der Gleisanlage wurde eine unregelmäßige Ausbildung der Stützen erforderlich. Die Gesamtwindkraft, die das Tragwerk belastet, wird durch die Rahmenstützen aufgenommen.

Der etwa 60 m lange Bunkerbau gliedert sich von der Förderbrücke aus in vier Teile: Vorbühne, Sieberei, Braunkohlenbunker und Umkehrbühne. Auf der Vorbühne liegt die Antriebsmaschine, die Decke ist mit durchschnittlich 3000 kg/qm belastet. Die Umkehrbühne, welche durch die Grubenwagen belastet ist, wurde mit 2000 kg/qm gerechnet. Die Längsbalken über Sieberei und Bunker haben außer Grubenwagenlasten die Fahrschienen für die Wipperbrücke mit 32 t Gewicht aufzunehmen.

Die eigentlichen Füllrümpfe — in der Sieberei und im Bunker — sind großräumige Silos von 8 m Höhe, 7,8 m Breite und 9,3 bezw. 18,6 m Länge. Es sind sechs Gruppen Kohlenauslässe zu je vier Auslaufmöglichkeiten, zwei nach außen und zwei nach innen vorgesehen.

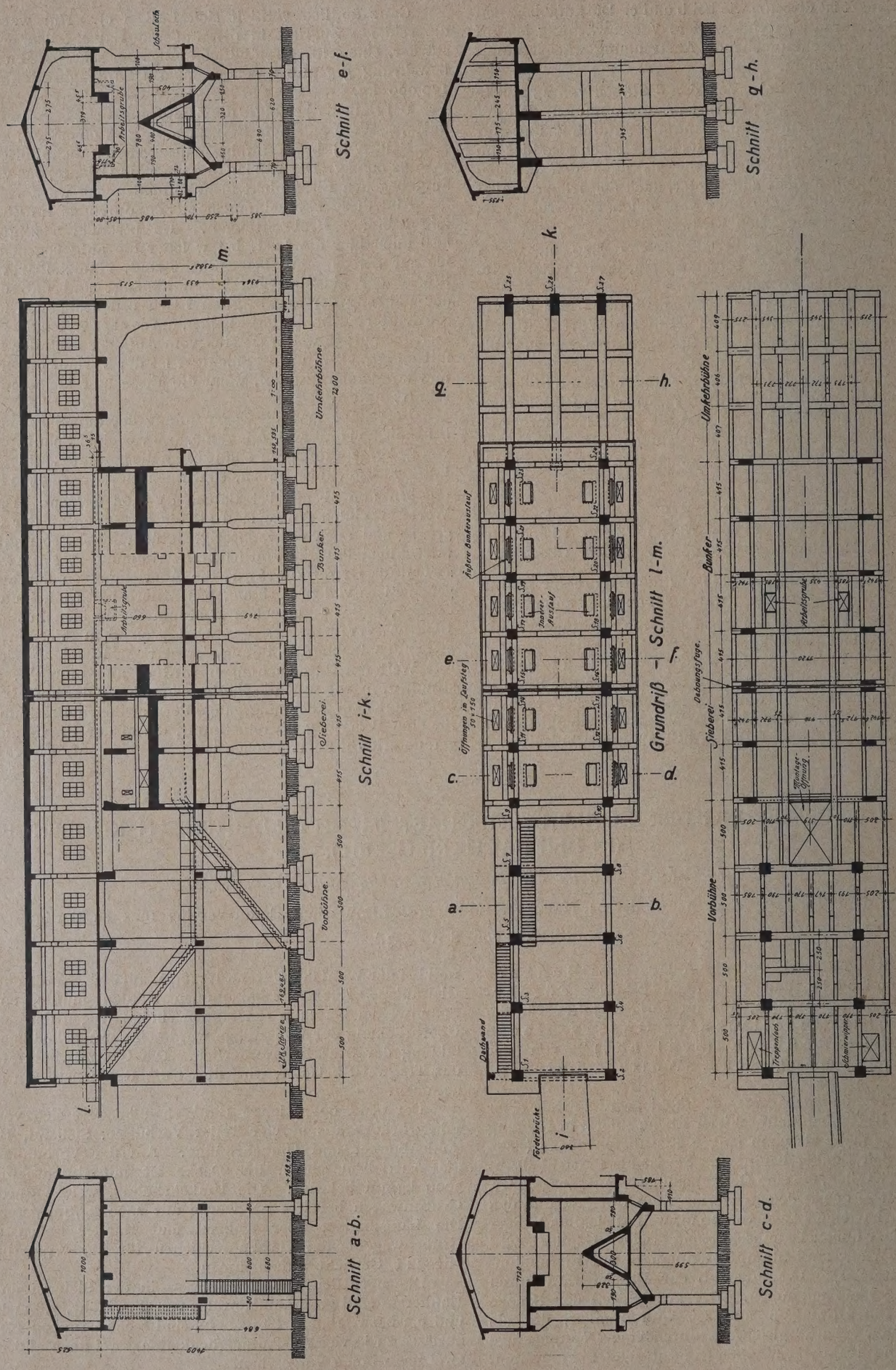


Abb. 13. Bunker Roßbach.

Zwischen den beiden schrägen und der unteren wagerechten Platte ist ein hoher dreieckförmiger Raum geschaffen. Sieberei und Bunker sind durch durchgehende Wände voneinander getrennt und diese vorgeschriebene Trennung wurde für die Ausbildung einer Dehnungsfuge ausgenützt. Diese Dehnungsfuge ist, wie die beiden anderen an der Förderbrücke, in üblicher Weise durch Winkeleisenbesäumung und Schleppblechanordnung ausgebildet, besonders sorgsam ist die Fugenabdeckung im Dache hauptsächlich wegen der Windkräfte durchgeführt.

Die Tragkörper des eigentlichen Bunkers bilden Stockwerkrahmen, welche die Hauptfahrschienen, den Dachüberbau, die Lasten des Bunkers, die Laufstege usw. zu tragen haben, deren Ausführung hierdurch ziemlich schwierig wurde. Die Rippen des Bunkers springen nach außen, so daß im Innern alle Wandungen glatt durchgehen und so ein Festsetzen und Anbacken der Kohle an Vorsprüngen verhindert ist.

Abb. 14 zeigt die Eisenbewehrung der mittleren und seitlichen Rutschflächen, auch sind die durch die Auslaufflächen durchgreifenden Bindereisen zu sehen, welche zwischen den einzelnen Ausläuten als Gleitflächen ausbetoniert wurden. Dort, wo die beiden Flächen an der Spitze zusammenstoßen, ist noch ein starker Winkeleisensaum auf die ganze Bunkerlänge eingelegt, welcher die Betonkante vor etwa herabfallenden Materialien schützen soll. Bei der Bewehrung der Dreieckkörper wurde auch mit der Möglichkeit gerechnet, daß durch die Öffnungen der Wipperbühne Grubenwagen herunterstürzen können und diese außer der Wageneigenlast, der Höhe entsprechende Stoßkräfte erzeugen. Da genaue Werte für solche auftreffende Kräfte nicht vorlagen, wurde ihre Aufnahme dadurch gesichert, daß die Beton- und Eisenabmessungen reichlich gewählt wurden. Um die Stöße solcher herabfallender Wagen zu mildern, sind zwischen die oberen Riegel der Stockwerksrahmen Kettennetze gespannt.

Abb. 14 zeigt weiter die Geflechte der Rahmenstiele im Bereiche des Bunkers. Die oberen Rahmenriegel enden in Kragarme, auf diesen sitzen die Dachbinder auf. Das Dach hat, um auch die Laufstege zu schützen, eine Spannweite von 11 m. Auf die Durchführung von Drähten für die Beleuchtungsanlage und zur Anbringung der Fahrleitungen ist in üblicher Weise durch Einlegen von Rohrstücken bezw. Einhängen von Bockgestellen Rücksicht genommen.

Das Fundament für die Antriebsmaschine ist mit der Decke durch starke Eisensplinte verbunden, um Seitenkräfte, die durch den Maschinenbetrieb entstehen, aufzunehmen.

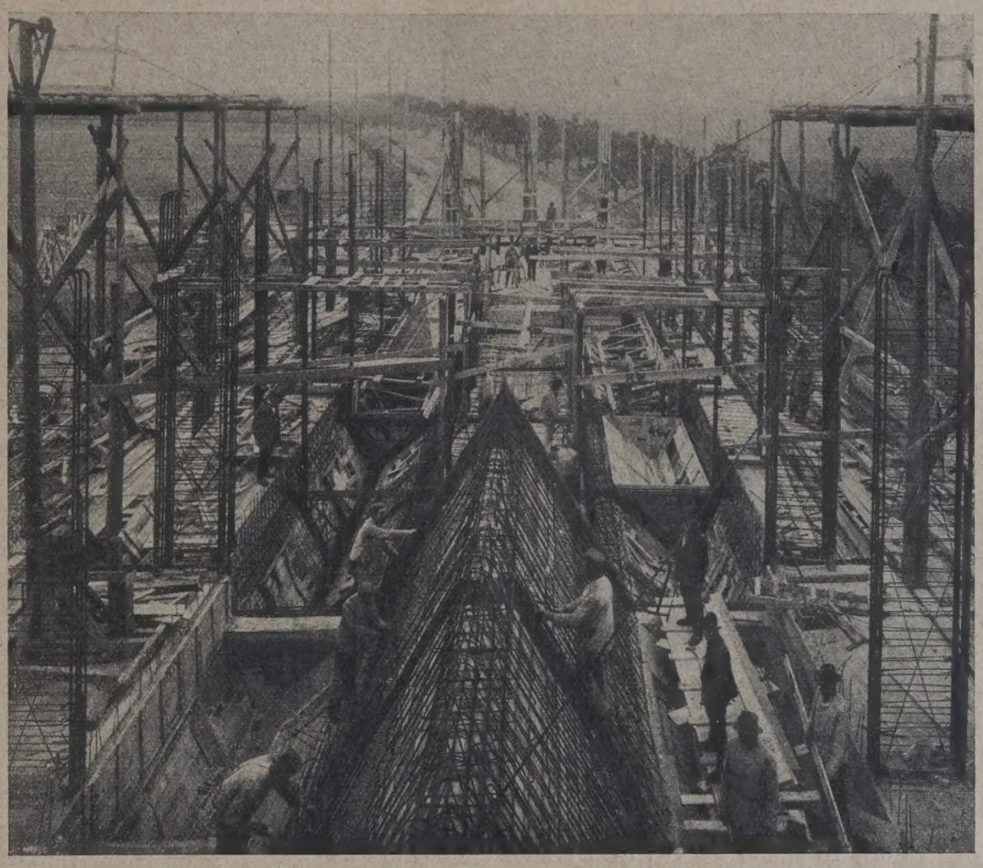


Abb. 14. Bunker Roßbach. Siloeisen.

Obwohl mit einem Anbacken der Kohle an die Bunkerwände nicht gerechnet wird, sind trotzdem Stocheröffnungen in genügender Anzahl vorgesehen worden. Eine Beheizung des Bunkers wurde nicht geplant, weil sich einwärts ziehende Ecken, an denen die Kohle haften könnte, nicht vorhanden sind. Die Kohle ist bei etwa 52 vH Wasser verhältnismäßig wasserarm, zeigt also wenig Neigung zum Zusammenbacken, und schließlich ist durch Aufbringen eines Stahlhautüberzuges auf die Rutschflächen ein glattes Ablaufen der Kohle gesichert. Auch hat die Erfahrung gelehrt, daß selbst bei beheizbaren Braunkohlenbunkern nachgestochert werden mußte. Der vorerwähnte Stahlhautüberzug ist nach dem hierfür ausgearbeiteten Verfahren von Professor Dr.-Ing. A. Kleinlogel, der auch der technische Berater der Bauherrschaft war, in größerem Umfange zur Anwendung gekommen; er soll Unempfindlichkeit gegen mechanische und chemische Einwirkungen gewähren und außerdem bei sorgsamer Verarbeitung wasserundurchlässig sein. Die Herstellung des Überzuges ist nicht wesentlich schwieriger, als die eines sorgfältig ausgeführten wasserdichten Putzes.

Die Vorbühne, von welcher aus die Beschickung des Bunkers erfolgt, liegt 14 m über Gelände. Der zuvor erwähnte

Abb. 15. Bunker Roßbach. Ansicht.

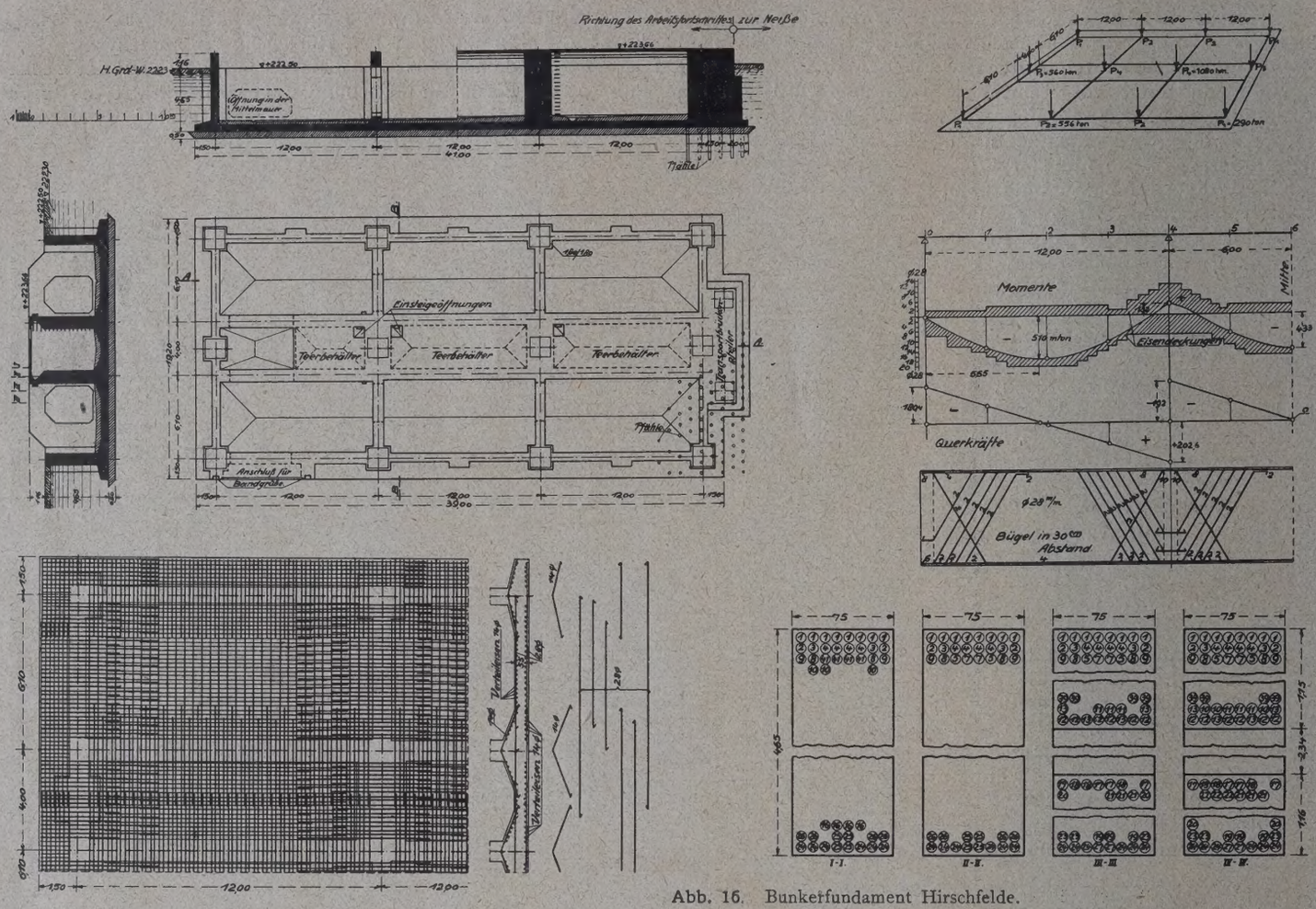


Abb. 16. Bunkerfundament Hirschfelde.

dreieckförmige Raum ist von dem Laufsteige aus zugänglich und ebenso wie der Raum, der durch das Brückenwiderlager am Anschluß in den Erddamm gebildet wird, als Abstellraum benutzbar.

Die Ausläufe nach den beiden Bunkeraußenseiten ermöglichen ein unmittelbares Abfüllen in Eisenbahnwagen. Aus den beiden inneren Reihen der Ausläufe fällt die abgesiebte Kohle auf ein Förderband, welches sie nach der Brikettfabrik oder dem Generator oder der Naßpresse bringt.

Die Transportbrücke hat eine Breite von 3,6 m entsprechend dem zweigleisigen Betriebe. Die Fahrbahnschienen sitzen auf hölzernen Querschwellen, die mit den Eisenbetonlängsschwellen durch Flacheisen verbunden sind. Durch dieses Hochlegen der Querschwellen wurde eine gute Längsentwässerung der Brücke ermöglicht. Die Fahrbahntafel ist mit Zementestrich abgeglichen.

Ab. 15 gibt eine Gesamtansicht des fertigen Bauwerkes.

Über den Weg der Rohkohle vom Tagebau bis zu ihrer Verwendungsstelle sei kurz folgendes gesagt:

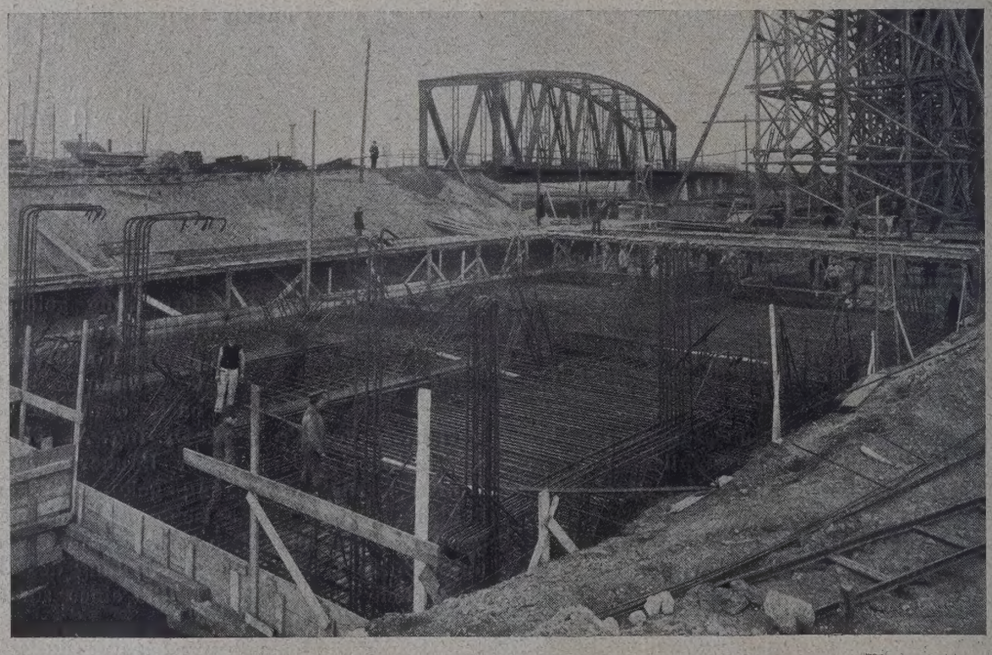


Abb. 17. Bunkerfundament Hirschfelde. Sohlplatten- und Balkeneisen.

Die Rohkohle wird durch eine Kettenbahn über eine schiefe Ebene mit anschließender Förderbrücke aus dem Tagebau zum Verladebunker gefördert und dort je nach Bedarf in die zwei Siebereitrichter oder die vier Förderkohlentrichter gestürzt. Aus letzteren wird sie zum Verkauf oder zur eigenen Feuerung im Kesselhaus abgezogen. Die über dem Siebereibunker gestürzte Rohkohle wird durch Siebe entsprechend ihrer

Korngröße in Fein- und Knorpelkohle getrennt. Erstere wird durch Förderbänder zur Brikettfabrik bezw. Naßpresse befördert, letztere wird entweder verkauft oder in Drehrostgeneratoren nach dem Tieftemperaturverfahren vergast.

Die Vergasung der mitteldeutschen Braunkohle unter gleichzeitiger Gewinnung von Urteer bedeutet gegenüber der bisher üblichen Verbrennung unter den Kesseln eine bedeutend wirtschaftlichere Ausnutzung. Bisher war es nur möglich, Briketts oder Naßpreßsteine zu vergasen; in letzter Zeit sind jedoch durch Beseitigung technischer Mängel in der Vergasung der Rohkohle oder eines Gemisches von Rohkohle und Preßkohlen Fortschritte erzielt worden.

Das Generatorgas wird zur Kesselfeuerung verwendet; der gewonnene Teer wird verkauft. Er dient zur Bereitung von Ölen, Paraffinen, Schmierölen u. dergl.

Durch den in den letzten Monaten vorgenommenen neuen Tagebauaufschluß vergrößert die Grube ihre Förderung um das Vierfache. Der Hauptwert des Verladebunkers besteht in seiner Eigenschaft als Aufnahmebehälter, der es ermöglicht, sich in der Verarbeitung und dem Verkauf der geförderten Kohle von eintretenden Störungen bei der Gewinnung und Förderung unabhängig zu machen. Er ist somit ein wichtiges Glied für die in diesem Werke großzügig angelegte Kohlenmehrerzeugung geworden.

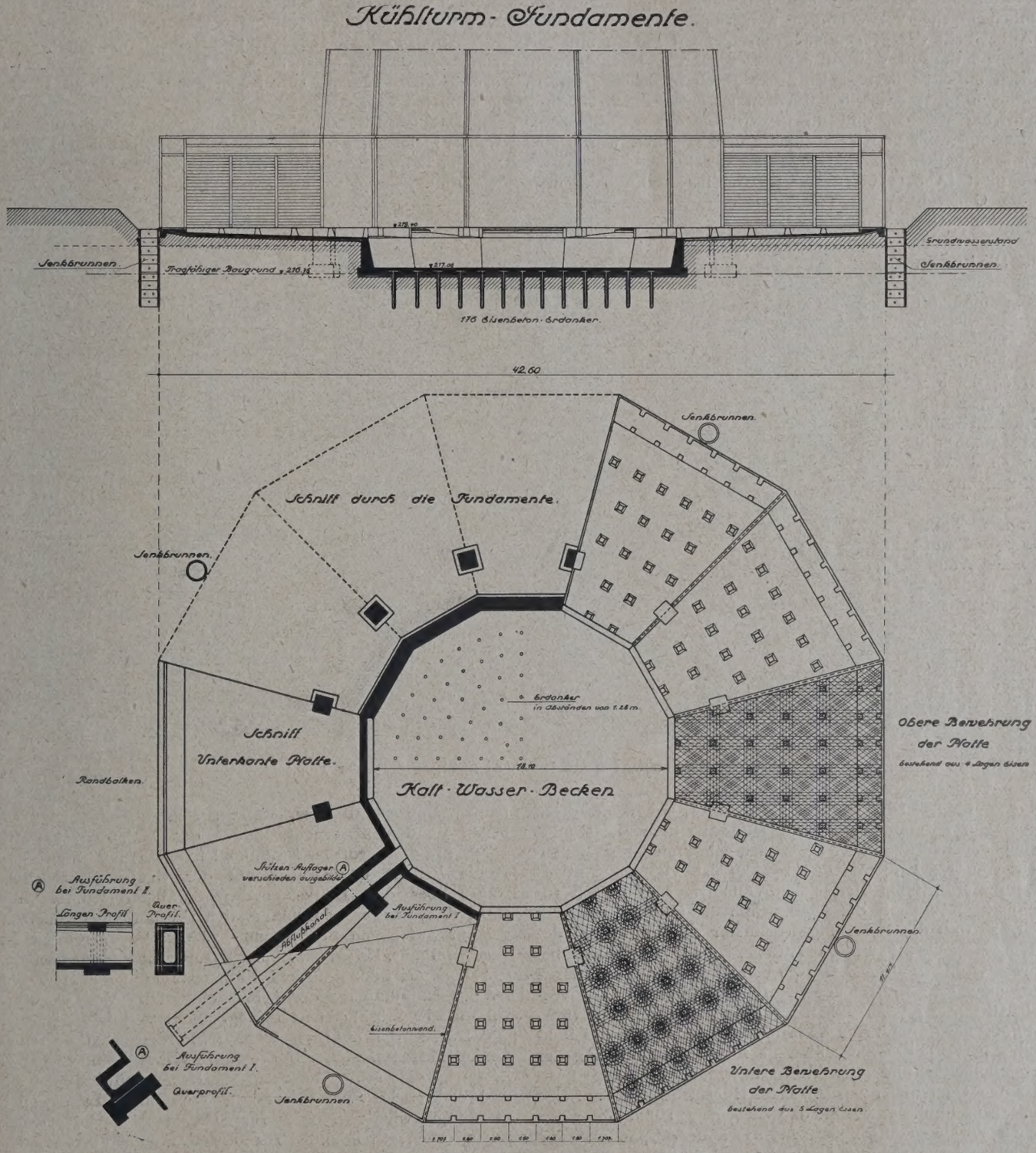


Abb. 18. Kühlturmfundamente Hirschfelde.

Eine in Planung und Ausführung recht bemerkenswerte Flachgründung stellt die Eisenbetonfundamentierung des Rohkohlenbunkers für das „Staatliche Kraftwerk Hirschfelde" dar.

Da der Boden aus sandigem Lehm im Grundwasser auf Kaolinton und teilweise angeschnittener Kohle bestand und ziemlich starke Verwerfungen aufgefunden wurden, mußte in Anbetracht der großen zu übertragenden Lasten und mit Rücksicht darauf, daß in dem aufgehenden Eisentragwerk statisch unkontrollierbare Einflüsse durch ungleiche Stützensenkungen nicht entstehen durften, zu einer Flachgründung geschritten werden, und da gleichzeitig der Unterbau als Entleerungsraum und Teerbehälter dienen sollte, wurde eine Eisenbetonbalkenkonstruktion mit durchgehender unterer Bodenplatte (Abb. 16) von der Aktien-Gesellschaft Lauchhammer — die Generalunternehmer war — vorgeschrieben. Die Idee zu dieser Konstruktion stammt von dem inzwischen verstorbenen Oberingenieur Andrée der Firma Lauchhammer, der im Eisenbau 1917 eine entsprechende Veröffentlichung schrieb.

Die Tragbalken sind aufgehende Wände von 4 m Höhe. Die gegenseitige Durchbiegung dieser außerordentlich hohen Balken war klein, sie konnte daher bei der Bestimmung der statisch unbestimmten Größen vernachlässigt werden. Die Übertragungspunkte der senkrechten Lasten von zusammen 10 300 t sind aus dem Belastungsschema ersichtlich. Es ergab sich ein mittlerer Bodendruck von 1,4 kg/qcm; das System ist vierfach statisch unbestimmt. Infolge vierfacher Symmetrie sind jedoch für gleichmäßige Vollast die unbestimmten Größen einander gleich, so daß die Rechnungsarbeit nur auf ein Viertel des Systems ausgedehnt werden brauchte. Als statisch unbestimmte Größe wurde die zwischen den beiden mittleren Kreuzungsbalken auftretende Kraft angenommen. Die voraussichtlich auftretende Bodenpressung wurde unter Berücksichtigung der durch Versuche ermittelten Elastizität des Baugrundes berechnet. Sie bildet die für die Bestimmung der Plattenmomente und Querkräfte auftretende äußere Last. Unter den Querrippen wurden unter Rücksichtnahme auf eine gleiche Einsenkung wie unter den Längsrippen und unter den gleichen Voraussetzungen wie für die andere Spannrichtung die Plattenmomente- und Querkräfte ermittelt. Auf Grund der so gefundenen Belastungsschemata für die einzelnen Balken wurden die Ausdrücke d zur Berechnung der statisch unbestimmten Größen ermittelt.

Aus den aufgetragenen Momenten- und Querkraftlinien sind die aus Abb. 16 ersichtlichen Eisenbiegungsschemata bestimmt. Infolge vieler Rippendurchbrüche ergeben sich zum Teile ungeheuer große Querschnittseinlagen bis zu 260 qcm Eisen. Um eine rasche und geordnete Ausführung zu ermöglichen, mußten die Eiseneinlagen in einzelnen Querschnitten gezeichnet und nummeriert werden.

Bei der Ausschachtung erwies es sich, daß in einer Ecke die Kohlenschicht zu Tage trat. Es mußte, um eine gleichmäßige Unterlage zu erzielen, an dieser Stelle die weiche Kohlenschicht durch eingerammte Pfähle, deren Köpfe durch eine Eisenbetonplatte verbunden waren, verdichtet werden.

Abb. 17 zeigt die Platten- und Balkenbewehrung. Von dem Bunkerfundament wurde auch die Pendelstützenlast der Neißebrücke übernommen. Dies ist an der Seite, wo die Kohle angeschnitten war.

Das Gerüst im Hintergrunde gehört zur Neißebrücke, welche gleichzeitig im Bau war und deren Brückenpfeiler auch von der Bauunternehmung Wolle ausgeführt wurden.

Einem guten wasserdichten Putze mit Anstrich und entsprechendem Schutzputz ist es zu danken, daß sich die Behälter, obwohl sie vollkommen im Grundwasser stehen, als durchaus wasserdicht erwiesen haben.

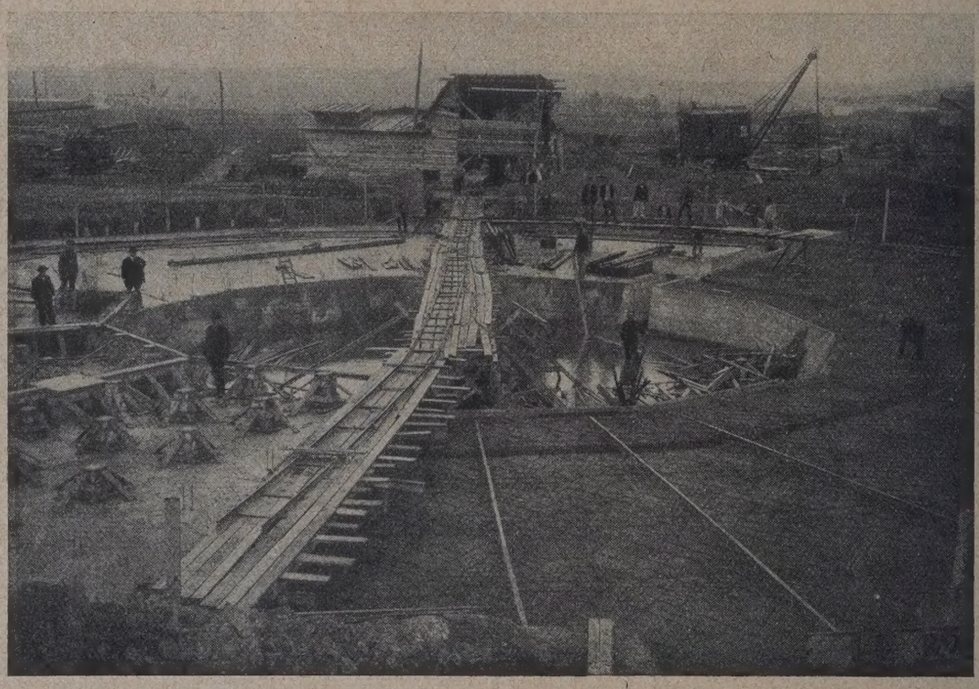


Abb. 19. Kühlturmfundamente Hirschfelde. Eisengeflecht der Tropfsohle.

Durch Übernahme des Braunkohlenwerkes (Herkules) bei Hirschfelde i. Sa. in Staatseigentum war einer der wichtigsten Schritte zur Verstaatlichung und dem Ausbau des Hirschfelder Elektrokraftwerkes getan. Der Betrieb wird in großzügiger Weise den neuzeitlichen Anforderungen entsprechend umgebaut. Der Eisenbunker, welcher sich über dem beschriebenen Fundament erhebt, bildet das bedeutendste Mittelglied in der großen Braunkohlenverwertungsanlage. Die Kohle kommt unmittelbar aus der Grube in Eisenbahnwagen über den Bunker und wird abgeworfen, sie durchsinkt den Bunker, durchläuft den Brecher und Siebe und gelangt auf einem Förderbande zu den Verwertungsstät-ten, Gaskesselhaus, Brikettfabrik usw. Durch die Zwischenschaltung des Bunkers ist das Fabrikationsdiagramm auf reine maschinenmäßige Handhabung der Arbeit eingestellt worden, so daß willkürliche Störungen nach Möglichkeit verhindert werden.

Durch die Anlage werden Förderkosten verringert, Umladekosten erspart. Die gute Braunkohle wird brikettiert, die schlechte vergast, Nebenprodukte gewonnen und elektrische Energie erzeugt, diese über Land geleitet, hierdurch wieder Kohle für Feuerungszwecke und vor allem auch Steinkohle für die Lokomotivbeheizung erspart, kurzum durch Zusammenlegung der beiden großen Werke zum Kraftwerke Hirschfelde und die dort ausgeführten zahlreichen Neubauten wurde die Kohlenwirtschaft gebessert.

Für das gleiche Kraftwerk hat die Bauunternehmung Wolle im vergangenen Jahre zwei Kaminkühlerfundamente gebaut.

Die Ausführungen sind hauptsächlich aus dem Grunde bemerkenswert, weil die Tropfsohlenplatte als Pilzdecke

ausgeführt wurde (Abb. 18). Die Berechnung wurde auf Grund der Annahme durchgeführt, daß die Tropfsohle eine umgekehrte Pilzdecke darstellt, bei der die Belastungspunkte die Stützpunkte sind, deren Stützenlasten 2000 kg betragen. Die Plattenstärke und die Eiseneinlagen sind auf Grund der Veröffentlichungen in „Beton und Eisen" 1917 ermittelt. Die Eisenverteilung ist aus Abb. 18 und 19 ersichtlich. Die Eisenbewehrung im unteren und auch im oberen Plattenteil besteht je aus mehreren Lagen Eisen übereinander.

Erwähnt sei noch, daß das Kühlerfundament im Grundwasser steht, deshalb wurde die Sohle des Kaltwasserbeckens gegen Auftrieb durch 176 Erdanker aus Eisenbeton, die je etwa 2 m lang sind, gesichert. An vier Stellen um das Fundament sind Senkbrunnen aus Eisenbetonringen von 1 m Durchmesser angeordnet, um jederzeit in der Lage zu sein, den Grundwasserspiegel absenken zu können.

Ich habe an einigen Beispielen ausgeführter Bauten im mitteldeutschen Kohlengebiete gezeigt, wie sie zur Besserung der Kohlenwirtschaft beigetragen haben. Unzählige Neubauten wurden aus gleichen Gründen in den letzten Jahren in ganz Deutschland erstellt, wie ja überhaupt der ganze Wiederaufbau des Wirtschaftslebens Deutschlands auf seiner Kohlenerzeugung aufgebaut ist. Hängt doch von der Belieferung mit Kohle nicht nur der Wiederaufschwung der Industrien zusammen, welche die Kohle als Kraftquelle benötigen; verhältnismäßig wichtiger noch sind die Industrien, welche Nebenerzeugnisse der verkokten Kohle als Rohstoffe benötigen, da letztere wenigstens nicht aus dem Auslande herangeholt werden müssen und hieraus erzeugte Fertigfabrikate auf dem Weltmarkte genügend wettbewerbsfähig bleiben. Man denke an die Teer-, Pech-, Ammoniak-, Öl-, Schwefel-, Benzol-, Graphit- und vor allem an die Anilinfarbstoffindustrien und an einen großen Teil der Medikamentenerzeugung, die alle ihre Rohstoffe der Kohle entnehmen und den ganzen Weltmarkt mit ihren Erzeugnissen in Vorkriegszeiten versorgt haben.

Je reicher und wirtschaftlicher die Kohlenerzeugung wird, desto mehr ist die Kohle als solche und auch in Verbindung mit den genannten Industrien dazu befähigt und berufen Deutschland zu seiner Vorkriegsstellung zu verhelfen.

UNTERSUCHUNG DER KNICKSICHERHEIT DES BEIDERSEITS GELENKIG GELAGERTEN STABES UNTER BERÜCKSICHTIGUNG EINER INNERHALB DER FREIEN LÄNGE ANGREIFENDEN DRUCKKRAFT.

Von Dr.-Ing. Kaufmann, Hannover.

Der Fall, bei dem ein Stab knicksicher auszubilden ist, der nicht nur an den Enden, sondern auch innerhalb der freien Länge durch Druckkräfte belastet wird, kommt in der Praxis nicht selten vor. So wird z. B. die Mittelstütze der in Abb. 1 skizzierten Halle in a durch den Auflagerdruck des Haupt-, in b durch denjenigen des Nebenbinders belastet. Wird nun auf die Anordnung eines Längsverbandes zwischen beiden Hallen verzichtet, so ist die Mittelstütze in dieser Richtung auf die ganze Länge knicksicher auszubilden. Ein ähnlicher Fall liegt bei der Mittelstütze der in Abb. 2 dargestellten Halle vor, wobei außerdem die innerhalb der freien Länge wirkende Kraft exzentrisch angreift. Auch bei Druckgurten von Fachwerkträgern tritt der oben angedeutete Fall häufig ein, nämlich dann, wenn die Pfetten bzw. Querträger nur in jedem 2. Knotenpunkte angeordnet sind, und die zwischen den Hauptträgern liegenden Verbände entsprechend die doppelte Feldweite haben. Die gedrückten Stäbe sind dann senkrecht zur Trägerebene über 2 Feldweiten (von a bis b) Abb. 3) knicksicher auszubilden.

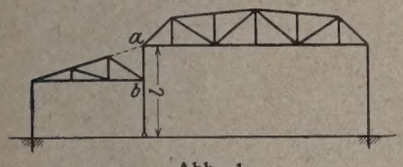


Abb. 1.

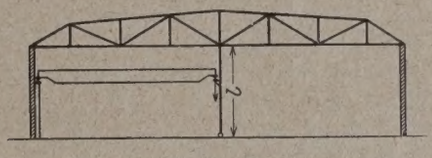


Abb. 2.

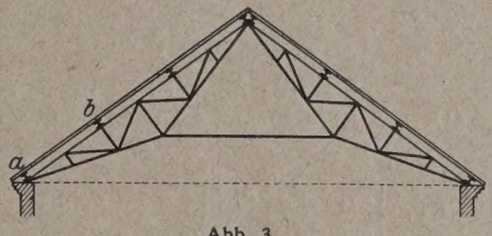


Abb. 3.

Wegen der Wichtigkeit des Problems soll dieses nachstehend in allgemeiner Form unter der Annahme beiderseitiger gelenkiger Lagerung des Stabes behandelt werden.

Es werde angenommen, daß die Stabachse eine gerade Linie sei — eine Voraussetzung, die in Wirklichkeit nie ganz erfüllt ist —, daß aber die einzelnen Kräfte P, P_1, P_2 (Abb. 4) nicht genau mit der Stabachse zusammenfallen. Denkt man sich diese Kräfte in die Achse verlegt, so wirken am Stabe außerdem Momente, die eine Verbiegung desselben anstreben. Die Betrachtung dieser elastischen Deformation gestattet nun, das Verhalten des Stabes gegen Ausknicken zu beurteilen. Abb. 4 zeigt den bei der Verbiegung sich einstellenden Gleichgewichtszustand.

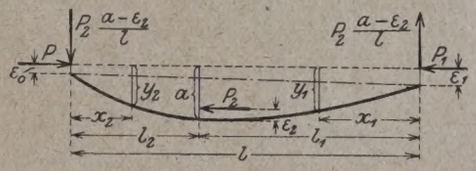


Abb. 4.

Für den rechten Ast lautet die Differentialgleichung der elastischen Linie:

$$E J_1 y_1'' = -P_1 y_1 - P_2 \frac{a - \varepsilon_2}{l} x_1.$$

Die allgemeine Lösung dieser Gleichung ist bekannt. Mit der Bezeichnung

$$\alpha_1 = \sqrt{\frac{P_1}{E J_1}}$$

erhält man

$$y_1 = C_1 \cos(\alpha_1 x_1) + C_2 \sin(\alpha_1 x_1) - \frac{P_2}{P_1} \cdot \frac{a - \varepsilon_2}{l} x_1.$$

Für $x_1 = 0$ ist $y_1 = \varepsilon_1$ und somit $C_1 = \varepsilon_1$. Also:

$$y_1 = \varepsilon_1 \cos(\alpha_1 x_1) + C_2 \sin(\alpha_1 x_1) - \frac{P_2}{P_1} \cdot \frac{a - \varepsilon_2}{l} x_1.$$

Entsprechend findet man für den linken Ast:

$$y_2 = \varepsilon_0 \cos(\alpha_2 x_2) + D_2 \sin(\alpha_2 x_2) + \frac{P_2}{P} \cdot \frac{a - \varepsilon_2}{l} x_2,$$

wobei

$$\alpha_2 = \sqrt{\frac{P}{E J_2}}.$$

Da nun beide Äste an der Stelle $x_1 = l_1$, bzw. $x_2 = l_2$ eine gemeinsame Tangente haben, so besteht die Bedingung:

$$\frac{d y_1}{d x_1}\Big]_{(x_1 = l_1)} = -\frac{d y_2}{d x_2}\Big]_{(x_2 = l_2)}.$$

Außerdem ist an dieser Stelle die Biegungsordinate beider Äste gleich groß, weshalb

$$y_1]_{(x_1=l_1)} = y_2]_{(x_2=l_2)} = a.$$

Es gelten also zur Bestimmung der Konstanten C_2 und D_2 die beiden Gleichungen

$$-\varepsilon_1\alpha_1\sin(\alpha_1 l_1)+C_2\alpha_1\cos(\alpha_1 l_1)-\frac{P_2}{P_1}\cdot\frac{a-\varepsilon_2}{l}=\varepsilon_0\alpha_2\sin(\alpha_2 l_2)-D_2\alpha_2\cos(\alpha_2 l_2)-\frac{P_2}{P}\cdot\frac{a-\varepsilon_2}{l} \quad (1$$

und

$$\varepsilon_1\cos(\alpha_1 l_1)+C_2\sin(\alpha_1 l_1)-\frac{P_2}{P_1}\cdot\frac{a-\varepsilon_2}{l}l_1=\varepsilon_0\cos(\alpha_2 l_2)+D_2\sin(\alpha_2 l_2)+\frac{P_2}{P}\cdot\frac{a-\varepsilon_2}{l}l_2 \quad (2$$

Multipliziert man nun Gleichung (1) mit $\operatorname{tg}(\alpha_1 l_1)$ und (2) mit $(-\alpha_1)$ und addiert beide Gleichungen, so erhält man:

$$D_2=\frac{\left[\varepsilon_0\alpha_2\sin(\alpha_2 l_2)+\varepsilon_1\alpha_1\sin(\alpha_1 l_1)-\frac{a-\varepsilon_2}{l}\left(\frac{P_2}{P}-\frac{P_2}{P_1}\right)\right]\operatorname{tg}(\alpha_1 l_1)-\left[\varepsilon_0\cos(\alpha_2 l_2)-\varepsilon_1\cos(\alpha_1 l_1)+\frac{a-\varepsilon_2}{l}P_2\left(\frac{l_2}{P}+\frac{l_1}{P_1}\right)\right]\alpha_1}{\alpha_1\sin(\alpha_2 l_2)+\alpha_2\cos(\alpha_2 l_2)\operatorname{tg}(\alpha_1 l_1)} \quad (3$$

Nach Einführung dieses Wertes in die Gleichung: $y_2]_{(x_2=l_2)}=a$ erhält man für die Entfernung der Stabachse von der Kraftrichtung $P-P_1$ an der Stelle des Angriffspunktes der Mittelkraft:

$$a=\frac{\left\{\begin{array}{l}\left[\varepsilon_0\alpha_2\sin(\alpha_2 l_2)+\varepsilon_1\alpha_1\sin(\alpha_1 l_1)-\frac{a-\varepsilon_2}{l}\left(\frac{P_2}{P}-\frac{P_2}{P_1}\right)\right]\operatorname{tg}(\alpha_1 l_1)\\ -\left[\varepsilon_0\cos(\alpha_2 l_2)-\varepsilon_1\cos(\alpha_1 l_1)+\frac{a-\varepsilon_2}{l}P_2\left(\frac{l_2}{P}+\frac{l_1}{P_1}\right)\right]\alpha_1\end{array}\right\}}{\alpha_1+\alpha_2\operatorname{ctg}(\alpha_2 l_2)\operatorname{tg}(\alpha_1 l_1)}+\varepsilon_0\cos(\alpha_2 l_2)+\frac{P_2}{P}\cdot\frac{a-\varepsilon_2}{l}l_2$$

oder etwas anderes geordnet:

$$a=\frac{P_2\operatorname{tg}(\alpha_1 l_1)-\alpha_1(P_1 l_2+P l_1)}{\alpha_1+\alpha_2\operatorname{ctg}(\alpha_2 l_2)\operatorname{tg}(\alpha_1 l_1)}\cdot\frac{P_2 a}{P P_1 l}+\frac{P_2}{P}a\frac{l_2}{l}-\frac{P_2\operatorname{tg}(\alpha_1 l_1)-\alpha_1(P_1 l_2+P l_1)}{\alpha_1+\alpha_2\operatorname{ctg}(\alpha_2 l_2)\operatorname{tg}(\alpha_1 l_1)}\cdot\frac{P_2\varepsilon_2}{P P_1 l}-\frac{P_2}{P}\varepsilon_2\frac{l_2}{l}$$

$$+\frac{[\varepsilon_0\alpha_2\sin(\alpha_2 l_2)+\varepsilon_1\alpha_1\sin(\alpha_1 l_1)]\operatorname{tg}(\alpha_1 l_1)-[\varepsilon_0\cos(\alpha_2 l_2)-\varepsilon_1\cos(\alpha_1 l_1)]\alpha_1}{\alpha_1+\alpha_2\operatorname{ctg}(\alpha_2 l_2)\operatorname{tg}(\alpha_1 l_1)}+\varepsilon_0\cos(\alpha_2 l_2).$$

Die Auflösung dieser Gleichung nach a ergibt, wenn

$$\frac{P_2\operatorname{tg}(\alpha_1 l_1)-\alpha_1(P_1 l_2+P l_1)}{\alpha_1+\alpha_2\operatorname{ctg}(\alpha_2 l_2)\operatorname{tg}(\alpha_1 l_1)}=\frac{R}{\nu}$$

gesetzt wird:

$$a=-\frac{P_2\varepsilon_2}{P P_1 l}\cdot\frac{\frac{R}{\nu}+P_1 l_2}{1-\frac{R}{\nu}\cdot\frac{P_2}{P P_1 l}-\frac{P_2 l_2}{P l}}+\frac{[\varepsilon_0\alpha_2\sin(\alpha_2 l_2)+\varepsilon_1\alpha_1\sin(\alpha_1 l_1)+\varepsilon_0\alpha_2\cos(\alpha_2 l_2)\operatorname{ctg}(\alpha_2 l_2)]\operatorname{tg}(\alpha_1 l_1)+\varepsilon_1\alpha_1\cos(\alpha_1 l_1)}{\nu-\frac{R P^2}{P P_1 l}-\frac{P_2 l_2}{P l}\nu} \quad (4$$

Knickgefahr entsteht, wenn a einen unverhältnismäßig großen Wert annimmt. Dieser Fall tritt aber ein, sobald sich der Nenner der vorstehenden Brüche dem Wert Null nähert. Für den Grenzfall

$$1-\frac{R}{\nu}\cdot\frac{P_2}{P P_1 l}-\frac{P_2 l_2}{P l}=0 \quad (5$$

wird a unendlich groß. Da dieser Wert nicht erreicht werden darf, so ist durch Gleichung (5) die kritische Belastung gegeben. Multipliziert man nun Gleichung (1) mit $\operatorname{tg}(\alpha_2 l_2)$ und (2) mit $(-\alpha_2)$, so erhält man nach Addition dieser beiden Gleichungen ganz analog wie oben:

$$C_2=\frac{\left[\varepsilon_0\cos(\alpha_2 l_2)-\varepsilon_1\cos(\alpha_1 l_1)+\frac{a-\varepsilon_2}{l}\cdot\frac{P_2}{P P_1}(l_1 P+l_2 P_1)\right]\alpha_2+\left[\varepsilon_1\alpha_1\sin(\alpha_1 l_1)+\varepsilon_0\alpha_2\sin(\alpha_2 l_2)+\frac{a-\varepsilon_2}{l}\cdot\frac{P_2^2}{P P_1}\right]\operatorname{tg}(\alpha_2 l_2)}{\alpha_2\sin(\alpha_1 l_1)+\alpha_1\cos(\alpha_1 l_1)\operatorname{tg}(\alpha_2 l_2)} \quad (6$$

Nach Einführung dieses Wertes in die Gleichung $y_1]_{(x_1=l_1)}=a$, findet man

$$a=\frac{P_2\operatorname{tg}\alpha_2 l_2)+\alpha_2(P l_1+P_1 l_2)}{\alpha_2+\alpha_1\operatorname{ctg}(\alpha_1 l_1)\operatorname{tg}(\alpha_2 l_2)}\cdot\frac{P_2 a}{P P_1 l}-\frac{P_2}{P_1}a\frac{l_1}{l}-\frac{P_2\operatorname{tg}(\alpha_2 l_2)+\alpha_2(P l_1+P_1 l_2)}{\alpha_2+\alpha_1\operatorname{ctg}(\alpha_1 l_1)\operatorname{tg}(\alpha_2 l_2)}\cdot\frac{P_2\varepsilon_2}{P P_1 l}+\frac{P_2}{P_1}\varepsilon_2\frac{l_1}{l}$$

$$+\frac{[\varepsilon_1\alpha_1\sin(\alpha_1 l_1)+\varepsilon_0\alpha_2\sin(\alpha_2 l_2)]\operatorname{tg}(\alpha_2 l_2)+[\varepsilon_0\cos(\alpha_2 l_2)-\varepsilon_1\cos(\alpha_1 l_1)]\alpha_2}{\alpha_2+\alpha_1\operatorname{ctg}(\alpha_1 l_1)\operatorname{tg}(\alpha_2 l_2)}+\varepsilon_1\cos(\alpha_1 l_1).$$

Setzt man

$$\frac{P_2\operatorname{tg}(\alpha_2 l_2)+\alpha_2(P l_1+P_1 l_2)}{\alpha_2+\alpha_1\operatorname{ctg}(\alpha_1 l_1)\operatorname{tg}(\alpha_2 l_2)}=\frac{T}{\mu}$$

und löst nach a auf, so erhält man

$$a=-\frac{P_2\varepsilon_2}{P P_1 l}\cdot\frac{\frac{T}{\mu}-P l_1}{1-\frac{T}{\mu}\cdot\frac{P_2}{P P_1 l}+\frac{P_2 l_1}{P_1 l}}+\frac{[\varepsilon_1\alpha_1\sin(\alpha_1 l_1)+\varepsilon_0\alpha_2\sin(\alpha_2 l_2)+\varepsilon_1\alpha_1\cos(\alpha_1 l_1)\operatorname{ctg}(\alpha_1 l_1)]\operatorname{tg}(\alpha_2 l_2)+\varepsilon_0\alpha_2\cos(\alpha_2 l_2)}{\mu-\frac{T P_2}{P P_1 l}+\frac{P_2 l_1}{P_1 l}\mu}.$$

a wird ∞ groß, wenn

$$1-\frac{T}{\mu}\cdot\frac{P_2}{P P_1 l}+\frac{P_2 l_1}{P_1 l}=0 \quad (7$$

Fallen die Kräfte P, P_1, P_2 vollkommen mit der Stabachse zusammen, so ist man bei gegebenen Kräften in der Lage, die zur Erlangung der erforderlichen Knicksicherheit bedingten Trägheitsmomente mit Hilfe der Gleichungen (5) und (7) festzulegen. Auf diesen einfachen Fall wird später noch genauer eingegangen. Zunächst soll jedoch die Betrachtung unter der Annahme exzentrischer Kraftwirkung weiter durchgeführt werden.

Die Gleichungen (5) und (7) haben — genau wie die Eulerschen Gleichungen — nur Gültigkeit, wenn ein bestimmtes Verhältnis zwischen Länge und Trägheitsmoment des Stabes gewahrt wird, und die reine Druckbelastung wesentlich unter der Proportionalitätsgrenze bleibt. Sind diese Bedingungen nicht erfüllt, was bei Aufgaben der Praxis meistens der Fall ist, so wird es erforderlich, die auftretende Höchstbeanspruchung des Stabes aus Druck und Biegung rechnerisch festzulegen, um sich ein Urteil über die vorhandene Sicherheit bilden zu können. Bezeichnen J_1 und F_1 das Trägheitsmoment bzw. die Fläche des rechten Stabquerschnittes, und e_1 den Abstand der äußeren Faser von der Schwerlinie, so ist — da nur Spannungen unterhalb der Proportionalitätsgrenze zugelassen werden sollen, die Elastizitätsziffer E also als konstant angesehen werden kann — die Beanspruchung gegeben durch die Bedingung:

$$\sigma_1 = \frac{P_1}{F_1} \pm \frac{M_1}{J_1} e_1.$$

Diese wird ein Maximum, sobald M_1 seinen Größtwert erreicht. Nun ist aber

$$M_1 = P_1 y_1 + P_2 \frac{a - \varepsilon_2}{l} x_1.$$

Der Wert x_1, für den M_1 ein Maximum wird, ist gegeben durch die Bedingung:

$$\frac{d M_1}{d x_1} = 0 = P_1 y_1' + P_2 \frac{a - \varepsilon_2}{l}.$$

Nach Einführung von y_1' erhält man:

$$0 = -P_1 \varepsilon_1 \alpha_1 \sin(\alpha_1 x_1) + P_1 C_2 \alpha_1 \cos(\alpha_1 x_1)$$

oder
$$\operatorname{tg}(\alpha_1 x_1) = \frac{C_2}{\varepsilon_1} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad (8$$

Für M_1 erhält man nach Einführung von y_1 die Beziehung:

$$M_1 = P_1 [\varepsilon_1 \cos(\alpha_1 x_1) + C_2 \sin(\alpha_1 x_1)]$$

oder
$$M_{1max} = P_1 \cos(\alpha_1 x_1) \left[\varepsilon_1 + \frac{C_2^2}{\varepsilon_1}\right],$$

wobei x_1 durch Gleichung (8) gegeben ist.

Die Maximalbeanspruchung lautet somit für den rechten Ast:

$$\sigma_{1max} = \frac{P_1}{F_1} \pm \frac{P_1 e_1}{J_1} \cos(\alpha_1 x_1) \left[\varepsilon_1 + \frac{C_2^2}{\varepsilon_1}\right] \quad \ldots\ldots \quad (9$$

Entsprechend erhält man für den linken Ast:

$$\sigma_2 = \frac{P}{F_2} \pm \frac{M_2}{J_2} e_2,$$

wobei $M_2 = P y_2 - P_2 \frac{a - \varepsilon_2}{l} x_2 = P [\varepsilon_0 \cos(\alpha_2 x_2) + D_2 \sin(\alpha_2 x_2)]$

$$0 = \frac{d M_2}{d x_2} = -\varepsilon_0 \alpha_2 \sin(\alpha_2 x_2) + D_2 \alpha_2 \cos(\alpha_2 x_2)$$

oder
$$\operatorname{tg}(\alpha_2 x_2) = \frac{D_2}{\varepsilon_0} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad (10$$

und
$$M_{2max} = P \cos(\alpha_2 x_2) \left[\varepsilon_0 + \frac{D_2^2}{\varepsilon_0}\right].$$

Damit ergibt sich als Maximalspannung im linken Ast:

$$\sigma_{2max} = \frac{P}{F_2} \pm \frac{P}{J_2} e_2 \cos(\alpha_2 x_2) \left(\varepsilon_0 + \frac{D_2^2}{\varepsilon_0}\right) \quad \ldots\ldots \quad (11$$

Die Anwendung der Gleichungen (9) und (11) setzt, wie ersichtlich, das Vorhandensein eines exzentrischen Kraftangriffes voraus, da diese im Falle $\varepsilon = 0$ lediglich die reine Druckbeanspruchung des betreffenden Stabteiles liefern würden. Nun ist aber zweckmäßig immer mit einer gewissen Exzentrizität zu rechnen, die in vielen Fällen auch direkt aus den Konstruktionsplänen entnommen werden kann. Ist dieses nicht möglich, so rechne man mit einem Erfahrungswert und führe als Exzentrizität etwa $^1/_{150}$ bis $^1/_{200}$ der freien Länge ein[1]).

Es bleibt jetzt noch die Bestimmung der Konstanten D_2 und C_2 übrig. Durch eine einfache Umformung der Gleichung (3) erhält man:

$$D_2 = \left(\frac{P_2 a}{P P_1 l} - \frac{P_2 \varepsilon_2}{P P_1 l}\right) \frac{R}{\nu \sin(\alpha_2 l_2)} + \frac{[\varepsilon_0 \alpha_2 \sin(\alpha_2 l_2) + \varepsilon_1 \alpha_1 \sin(\alpha_1 l_1)] \operatorname{tg}(\alpha_1 l_1) - [\varepsilon_0 \cos(\alpha_2 l_2) - \varepsilon_1 \cos(\alpha_1 l_1)] \alpha_1}{\nu \sin(\alpha_2 l_2)}$$

Nach Einführung des Wertes a aus Gleichung (4) nimmt D_2 folgende Form an:

$$D_2 = -\frac{P_2 \varepsilon_2}{P P_1 l} \left\{ \frac{P_2}{P P_1 l} \cdot \frac{\frac{R}{\nu} + P_1 l_2}{1 - \frac{R}{\nu} \cdot \frac{P_2}{P P_1 l} - \frac{P_2 l_2}{P l}} + 1 \right\} \frac{R}{\nu \sin(\alpha_2 l_2)}$$

$$+ \frac{P_2 R}{P P_1 l \nu \sin(\alpha_2 l_2)} \cdot \frac{[\varepsilon_0 \alpha_2 \sin(\alpha_2 l_2) + \varepsilon_1 \alpha_1 \sin(\alpha_1 l_1) + \varepsilon_0 \alpha_2 \cos(\alpha_2 l_2) \operatorname{ctg}(\alpha_2 l_2)] \operatorname{tg}(\alpha_1 l_1) + \varepsilon_1 \alpha_1 \cos(\alpha_1 l_1)}{\nu - \frac{R P_2}{P P_1 l} - \frac{P_2 l_2}{P l} \nu}$$

$$+ \frac{[\varepsilon_0 \alpha_2 \sin(\alpha_2 l_2) + \varepsilon_1 \alpha_1 \sin(\alpha_1 l_1)] \operatorname{tg}(\alpha_1 l_1) - [\varepsilon_0 \cos(\alpha_2 l_2) - \varepsilon_1 \cos(\alpha_1 l_1)] \alpha_1}{\nu \sin(\alpha_2 l_2)}$$

oder
$$D_2 = \frac{P_2 \varepsilon_2 R}{\nu \sin(\alpha_2 l_2) \left[\frac{R P_2}{\nu} + P_1 P_2 l_2 - P P_1 l\right]} - \frac{P_2 R [\varepsilon_0 \alpha_2 \cos(\alpha_2 l_2) \operatorname{ctg}(\alpha_2 l_2) \operatorname{tg}(\alpha_1 l_1) + \varepsilon_0 \alpha_1 \cos(\alpha_2 l_2)]}{\nu^2 \sin(\alpha_2 l_2) \left[\frac{R P_2}{\nu} + P_1 P_2 l - P P_1 l\right]}$$

$$- \frac{(P P_1 l - P_1 P_2 l_2) \left\{ [\varepsilon_0 \alpha_2 \sin(\alpha_2 l_2) + \varepsilon_1 \alpha_1 \sin(\alpha_1 l_1)] \operatorname{tg}(\alpha_1 l_1) - \varepsilon_0 \alpha_1 \cos(\alpha_2 l_2) + \varepsilon_1 \alpha_1 \cos(\alpha_1 l_1) \right\} \nu}{\nu^2 \sin(\alpha_2 l_2) \left[\frac{R P_2}{\nu} + P_1 P_2 l - P P_1 l\right]}$$

[1]) Vgl. Müller-Breslau, Der Eisenbau 1911, Seite 340.

Führt man nun in vorstehende Gleichung die Werte für R und ν ein, so geht diese über in:

$$D_2 = \frac{P_2^2 \varepsilon_2 \operatorname{tg}(\alpha_1 l_1) - P_2 \varepsilon_2 \alpha_1 (P_1 l_2 + P l_1) - [\alpha_2 \operatorname{ctg}(\alpha_2 l_2) \operatorname{tg}(\alpha_1 l_1) + \alpha_1](P_2^2 \operatorname{tg}(\alpha_1 l_1) - P P_2 l_1 \alpha_1 - P P_1 l_1 \alpha_1) \varepsilon_0 \cos(\alpha_2 l_2) \frac{1}{\nu}}{\sin(\alpha_2 l_2)\left\{ P_2^2 \operatorname{tg}(\alpha_1 l_1) - \alpha_1 (P P_2 l_1 + P P_1 l) + \operatorname{ctg}(\alpha_2 l_2) \operatorname{tg}(\alpha_1 l_1)(P_1 P_2 l_2 - P P_1 l)\alpha_2 \right\}}$$

$$- \frac{(P P_1 l - P_1 P_2 l_2)\left\{ [\varepsilon_0 \alpha_2 \sin(\alpha_2 l_2) + \varepsilon_1 \alpha_1 \sin(\alpha_1 l_1)] \operatorname{tg}(\alpha_1 l_1) + \varepsilon_1 \alpha_1 \cos(\alpha_1 l_1) \right\}}{\sin(\alpha_2 l_2)\left\{ P_2^2 \operatorname{tg}(\alpha_1 l_1) - \alpha_1 (P P_2 l_1 + P P_1 l) + \operatorname{ctg}(\alpha_2 l_2) \operatorname{tg}(\alpha_1 l_1)(P_1 P_2 l_2 - P P_1 l)\alpha_2 \right\}}$$

Jetzt kürzt man mit $\operatorname{tg}(\alpha_1 l_1)$ und erhält:

$$D_2 = \frac{P_2^2 \varepsilon_2 - P_2 \varepsilon_2 (\alpha_1 l_1) \operatorname{ctg}(\alpha_1 l_1)\left(P_1 \frac{l_2}{l_1} + P\right) - \left[P_2^2 - P P_2 (\alpha_1 l_1) \operatorname{ctg}(\alpha_1 l_1) - P P_1 \frac{1}{l_1} (\alpha_1 l_1) \operatorname{ctg}(\alpha_1 l_1)\right] \varepsilon_0 \cos(\alpha_2 l_2)}{\sin(\alpha_2 l_2)\left\{ P_2^2 - (\alpha_1 l_1) \operatorname{ctg}(\alpha_1 l_1)\left(P P_2 + P P_1 \frac{1}{l_1}\right) + (\alpha_2 l_2) \operatorname{ctg}(\alpha_2 l_2)\left(P_1 P_2 - P P_1 \frac{1}{l_2}\right)\right\}}$$

$$- \frac{\left(P P_1 - P_1 P_2 \frac{l_2}{l}\right)\left[\varepsilon_0 \frac{1}{l_2} (\alpha_2 l_2) \sin(\alpha_2 l_2) + \varepsilon_1 \frac{1}{l_1} (\alpha_1 l_1) \sin(\alpha_1 l_1) + \varepsilon_1 \frac{1}{l_1} (\alpha_1 l_1) \operatorname{ctg}(\alpha_1 l_1) \cos(\alpha_1 l_1)\right]}{\sin(\alpha_2 l_2)\left\{ P_2^2 - (\alpha_1 l_1) \operatorname{ctg}(\alpha_1 l_1)\left(P P_2 + P P_1 \frac{1}{l_1}\right) + (\alpha_2 l_2) \operatorname{ctg}(\alpha_2 l_2)\left(P_1 P_2 - P P_1 \frac{1}{l_2}\right)\right\}}$$

Setzt man nun $P_1 = \varkappa_1 P$; $P_2 = \varkappa_2 P$; $l_1 = w_1 l$, $l_2 = w_2 l$ und kürzt mit $\varkappa_2$, so erhält man für die Konstante D_2:

$$\left.\begin{aligned} D_2 = {} & \frac{\varepsilon_2\left[\varkappa_2 - (\alpha_1 l_1) \operatorname{ctg}(\alpha_1 l_1)\left(\varkappa_1 \frac{w_2}{w_1} + 1\right)\right] - \left[\varkappa_2 - \left(1 + \frac{\varkappa_1}{\varkappa_2 w_1}\right)(\alpha_1 l_1) \operatorname{ctg}(\alpha_1 l_1)\right] \varepsilon_0 \cos(\alpha_2 l_2)}{\sin(\alpha_2 l_2)\left\{ \varkappa_2 - (\alpha_1 l_1) \operatorname{ctg}(\alpha_1 l_1)\left(1 + \frac{\varkappa_1}{\varkappa_2 w_1}\right) + (\alpha_2 l_2) \operatorname{ctg}(\alpha_2 l_2)\left(\varkappa_1 - \frac{\varkappa_1}{\varkappa_2 w_2}\right)\right\}} \\ & - \frac{\left(\frac{\varkappa_1}{\varkappa_2} - \varkappa_1 w_2\right)\left[\frac{\varepsilon_0}{w_2} (\alpha_2 l_2) \sin(\alpha_2 l_2) + \frac{\varepsilon_1}{w_1} (\alpha_1 l_1) \sin(\alpha_1 l_1) + \frac{\varepsilon_1}{w_1} (\alpha_1 l_1) \operatorname{ctg}(\alpha_1 l_1) \cos(\alpha_1 l_1)\right]}{\sin(\alpha_2 l_2)\left\{ \varkappa_2 - (\alpha_1 l_1) \operatorname{ctg}(\alpha_1 l_1)\left(1 + \frac{\varkappa_1}{\varkappa_2 w_1}\right) + (\alpha_2 l_2) \operatorname{ctg}(\alpha_2 l_2)\left(\varkappa_1 - \frac{\varkappa_1}{\varkappa_2 w_2}\right)\right\}} \end{aligned}\right\} \quad \ldots\ldots (12$$

Verfährt man in ganz analoger Weise bei Ermittelung von C_2, so findet man für diese Konstante den Wert:

$$\left.\begin{aligned} C_2 = {} & \frac{\varepsilon_2\left[\varkappa_2 + (\alpha_2 l_2) \operatorname{ctg}(\alpha_2 l_2)\left(\frac{w_1}{w_2} + \varkappa_1\right)\right] - \left[\varkappa_2 + \left(\varkappa_1 - \frac{\varkappa_1}{\varkappa_2 w_2}\right)(\alpha_2 l_2) \operatorname{ctg}(\alpha_2 l_2)\right] \varepsilon_1 \cos(\alpha_1 l_1)}{\sin(\alpha_1 l_1)\left[\varkappa_2 - (\alpha_1 l_1) \operatorname{ctg}(\alpha_1 l_1)\left(1 + \frac{\varkappa_1}{\varkappa_2 w_1}\right) + (\alpha_2 l_2) \operatorname{ctg}(\alpha_2 l_2)\left(\varkappa_1 - \frac{\varkappa_1}{\varkappa_2 w_2}\right)\right]} \\ & - \frac{\left(\frac{\varkappa_1}{\varkappa_2} + w_1\right)\left\{\frac{\varepsilon_1}{w_1} (\alpha_1 l_1) \sin(\alpha_1 l_1) + \frac{\varepsilon_0}{w_2} (\alpha_2 l_2) \sin(\alpha_2 l_2) + \frac{\varepsilon_0}{w_2} (\alpha_2 l_2) \operatorname{ctg}(\alpha_2 l_2) \cos(\alpha_2 l_2)\right\}}{\sin(\alpha_1 l_1)\left[\varkappa_2 - (\alpha_1 l_1) \operatorname{ctg}(\alpha_1 l_1)\left(1 + \frac{\varkappa_1}{\varkappa_2 w_1}\right) + (\alpha_2 l_2) \operatorname{ctg}(\alpha_2 l_2)\left(\varkappa_1 - \frac{\varkappa_1}{\varkappa_2 w_2}\right)\right]} \end{aligned}\right\} \quad \ldots\ldots (13$$

Sind also die Trägheitsmomente des Stabes bekannt — bzw. gewählt —, so sind auch die Größen $(\alpha_1 l_1)$ und $\alpha_2 l_2)$ bekannt. Mit ihrer Hilfe lassen sich die Konstanten C_2 und D_2 bestimmen und durch Einführung dieser in die Gleichungen (9) und (11) die Maximalspannungen der beiden Äste festlegen.

Ist an den Stabenden keine oder nur eine sehr geringe Exzentrizität vorhanden, während die Mittelkraft verhältnismäßig stark exzentrisch wirkt, so setze man ε_0 und ε_1 gleich Null, wodurch die Gleichungen (12) und (13) übergehen in:

$$D_2 = \frac{\varepsilon_2\left[\varkappa_2 - (\alpha_1 l_1) \operatorname{ctg}(\alpha_1 l_1)\left(\varkappa_1 \frac{w_2}{w_1} + 1\right)\right]}{\sin(\alpha_2 l_2)\left\{\varkappa_2 - (\alpha_1 l_1) \operatorname{ctg}(\alpha_1 l_1)\left(1 + \frac{\varkappa_1}{\varkappa_2 w_1}\right) + (\alpha_2 l_2) \operatorname{ctg}(\alpha_2 l_2)\left(\varkappa_1 - \frac{\varkappa_1}{\varkappa_2 w_2}\right)\right\}}$$

und (14

$$C_2 = \frac{\varepsilon_2\left[\varkappa_2 + (\alpha_2 l_2) \operatorname{ctg}(\alpha_2 l_2)\left(\frac{w_1}{w_2} + \varkappa_1\right)\right]}{\sin(\alpha_1 l_1)\left\{\varkappa_2 - (\alpha_1 l_1) \operatorname{ctg}(\alpha_1 l_1)\left(1 + \frac{\varkappa_1}{\varkappa_2 w_1}\right) + (\alpha_2 l_2) \operatorname{ctg}(\alpha_2 l_2)\left(\varkappa_1 - \frac{\varkappa_1}{\varkappa_2 w_2}\right)\right\}}$$

(15

Zur Bestimmung der größten Beanspruchungen schreibe man wieder die Gleichungen an:

$$\sigma_1 = \frac{P_1}{F_1} \pm \frac{M_1}{J_1} e_1,$$

$$\sigma_2 = \frac{P_2}{F_2} \pm \frac{M_2}{J_2} e_2.$$

Die Ausdrücke für die Momente lauten hier infolge $\varepsilon_0 = \varepsilon_1 = 0$:

$$M_1 = P_1 C_2 \sin(\alpha_1 x_1)$$

und

$$M_2 = P D_2 \sin(\alpha_2 x_2).$$

Dann liefern die Bedingungen

$$\frac{d M_1}{d x_1} = 0 \text{ und } \frac{d M_2}{d x_2} = 0,$$

$$\cos(\alpha_1 x_1) = 0; \quad \sin(\alpha_1 x_1) = \pm 1,$$

$$\cos(\alpha_2 x_2) = 0; \quad \sin(\alpha_2 x_2) = \pm 1.$$

Demnach wird:

$$M_{1max} = \pm P_1 C_2,$$

$$M_{2max} = \pm P D_2$$

und die größten Spannungen sind gegeben durch

$$\sigma_{1max} = \frac{P_1}{F_1} \pm \frac{P_1 C_2 e_1}{J_1},$$

$$\sigma_{2max} = \frac{P}{F_2} \pm \frac{P D_2 e_2}{J_2}.$$

Für sehr schlanke Stäbe, bei denen die reine Druckbelastung erheblich unterhalb der Proportionalitätsgrenze bleibt, und exzentrische Kraftwirkungen wissentlich nicht vorhanden — in Wirklichkeit also sehr klein sind, gestatten die Formeln (5) und (7) die Ermittlung des Trägheitsmomentes eines Stab-

teiles, sofern dasjenige des andern gewählt ist. Zu diesem Zwecke sollen diese noch weiter umgeformt werden. Nach Gleichung (5) bestand für den Grenzfall a = ∞ die Beziehung:

$$1 - \frac{R}{v} \cdot \frac{P_2}{P P_1 l} - \frac{P_2 l_2}{P l} = 0.$$

Führt man wieder die Werte für R und v ein, so geht diese Gleichung über in:

$$P P_1 l \alpha_1 + P P_1 l \alpha_2 \operatorname{ctg}(\alpha_2 l_2) \operatorname{tg}(\alpha_1 l_1) = P_2^2 \operatorname{tg}(\alpha_1 l_1) - P_2 \alpha_1 (P_1 l_2 + P l_1) + P_1 P_2 l_2 \alpha_1 + P_1 P_2 l_2 \alpha_2 \operatorname{ctg}(\alpha_2 l_2) \operatorname{tg}(\alpha_1 l_1)$$

oder anders geordnet:

$$\operatorname{tg}\alpha_1 l_1 \left[\left(P_1 P \frac{l}{l_2} - P_1 P_2 \right) (\alpha_2 l_2) \operatorname{ctg}(\alpha_2 l_2) - P_2^2 \right] + (\alpha_1 l_1) \left[P P_2 + P P_1 \frac{l}{l_1} \right] = 0.$$

Daraus findet man:

$$(\alpha_1 l_1 \operatorname{ctg}(\alpha_1 l_1) = \frac{P_2^2 + (\alpha_2 l_2) \operatorname{ctg}(\alpha_2 l_2) \left(P_1 P_2 - P_1 P \frac{l}{l_2} \right)}{P P_2 + P P_1 \frac{l}{l_1}}$$

und mit $P_1 = \varkappa_1 P$; $P_2 = \varkappa_2 P$; $l_1 = w_1 l$; $l_2 = w_2 l$

ergibt sich:

$$(\alpha_1 l_1) \operatorname{ctg}(\alpha_1 l_1) = \frac{\varkappa_2^2 + (\alpha_2 l_2) \operatorname{ctg}(\alpha_2 l_2) \left(\varkappa_1 \varkappa_2 - \frac{\varkappa_1}{w_2} \right)}{\varkappa_2 + \frac{\varkappa_1}{w_1}} \quad . \quad (16$$

Durch Umformung der Gleichung (7) erhält man in ganz analoger Weise,

$$(\alpha_2 l_2) \operatorname{ctg}(\alpha_2 l_2) = \frac{(\alpha_1 l_1) \operatorname{ctg}(\alpha_1 l_1) \left(\frac{\varkappa_1}{w_1} + \varkappa_2 \right) - \varkappa_2^2}{\varkappa_2 \varkappa_1 - \frac{\varkappa_1}{w_2}}, \quad . \quad (17$$

was auch direkt aus (16) abzuleiten ist.
Wird also z. B. das Trägheitsmoment J_1 gewählt, so findet man aus Gleichung (17) das zugehörige J_2. Um diese Formeln schnell anwenden zu können, wurden in nachstehender Tabelle die Werte (α l) und (α l) ctg (α l) für Winkel von 0° bis 180° — bzw. Kreisbögen von o bis π — zusammengestellt. Ist also J bekannt, so bilde man zunächst (α l) und entnehme der Tabelle den zugehörigen Wert (α l) ctg (α l). Umgekehrt kann, wenn (α l) ctg (α l) gefunden ist, der zugehörige Wert (α l) abgelesen und daraus J berechnet werden. Zu diesem Zweck setzt man

$$(\alpha_1 l_1) = \sqrt{\frac{P_1 l_1^2}{E J_1}} \text{ und } (\alpha_2 l_2) = \sqrt{\frac{P l_2^2}{E J_2}}$$

und findet schließlich

$$J_1 = \frac{P_1 l_1^2}{E (\alpha_1 l_1)^2} \quad . \quad (18$$

und

$$J_2 = \frac{P l_2^2}{E (\alpha_2 l_2)^2} \quad . \quad (19$$

Wird die Kraft $P_2 = 0$, so ist auch $\varkappa_2 = 0$. Dann wird $P_1 = P$ und $\varkappa_1 = 1$, $w_1 = 0$, da $l_1 = 0$ und $w_2 = 1$, da $l_2 = l$.

Wegen $l_1 = 0$ ist $\alpha_1 l_1 = 0$ und $(\alpha_1 l_1) \operatorname{ctg}(\alpha_1 l_1) = 1$. Etwas umgeformt lautet Gleichung (16):

$$\frac{w_1}{(\alpha_1 l_1) \operatorname{ctg}(\alpha_1 l_1)} = \frac{\varkappa_2 w_1 + \varkappa_1}{\varkappa_2^2 + (\alpha_2 l_2) \operatorname{ctg}(\alpha_2 l_2) \left(\varkappa_1 \varkappa_2 - \frac{\varkappa_1}{w_2} \right)}$$

Führt man nun die Zahlenwerte ein, so wird:

$$0 = \frac{1}{(\alpha_2 l_2) \operatorname{ctg}(\alpha_2 l_2)}$$

oder $$(\alpha_2 l_2) \operatorname{ctg}(\alpha_2 l_2) = \infty$$

und damit $$(\alpha_2 l_2) = \pi.$$

Es ist dieses zugleich der größte Wert, den $(\alpha_2 l_2)$ (bzw. $\alpha_1 l_1$) annehmen kann, alle übrigen sind kleiner als π. Da aber

$$\alpha_2 l_2 = \sqrt{\frac{P}{E J_2} l_2^2},$$

so findet man

$$P = \frac{E J_2 \pi^2}{l_2^2} = \frac{E J \pi^2}{l^2}.$$

Man erhält also, wie zu erwarten war, den Eulerschen Knickwert.

Soll der Stab ein durchgehend gleiches Trägheitsmoment haben, d. h. wird $J_1 = J_2 = J$, so ist

$$\alpha_1 = \sqrt{\frac{\varkappa_1 P}{E J}} = \alpha_2 \sqrt{\varkappa_1}.$$

Führt man diesen Wert in Gl. (16) ein, so lautet diese, wenn

$$l_1 \sqrt{\varkappa_1} = l_1' \quad . \quad (20$$

gesetzt wird:

$$(\alpha_2 l_1') \operatorname{ctg}(\alpha_2 l_1') = \frac{\varkappa_2^2 + (\alpha_2 l_2) \operatorname{ctg}(\alpha_2 l_2) \left(\varkappa_1 \varkappa_2 - \frac{\varkappa_1}{w_2} \right)}{\varkappa_2 + \frac{\varkappa_1}{w_1}} \quad . \quad (21$$

In dieser Gleichung tritt α_2 als einzige Unbekannte auf, die durch Probieren mit Hilfe der Tabellen gefunden werden kann.

Da die Gleichungen (16), (17) und (21) den kritischen Belastungszustand zum Ausdruck bringen, der bereits eine Störung des Gleichgewichtes herbeiführen würde, so sind in diese zur Berechnung der Trägheitsmomente die n-fachen Kräfte einzusetzen, wenn n die Sicherheitszahl angibt.

Für den Fall eines konstanten Trägheitsmomentes J und gleicher Feldweiten $l_1 = l_2 = \frac{l}{2}$ erhält man durch folgende Annahme eine einfache Näherungsformel, die mit den Ergebnissen der Gleichung (21) im allgemeinen recht gut übereinstimmt (siehe Beispiel I):

Man denke sich die Kraft P_2 zu gleichen Teilen nach den beiden Stabenden verschoben, so daß nunmehr auf die ganze Länge des Stabes die Kraft $\left(P_1 + \frac{P_2}{2} \right)$ wirkt. Dann ist bei

5-facher Sicherheit $J_{erf} = 2{,}33 \left(P_1 + \frac{P_2}{2} \right) l^2$; . . . . (22

4- „ „ $J_{erf} = 1{,}86 \left(P_1 + \frac{P_2}{2} \right) l^2$. . . . . (23

Es empfiehlt sich, J zunächst nach diesen Gleichungen zu berechnen, um damit einen ersten Näherungswert für $\alpha_2 = \sqrt{\frac{P}{E J}}$ zu erhalten. Mit dessen Hilfe läßt sich dann die genaue Rechnung nach Gleichung (21) leicht durchführen.

Tabelle der (αl) und $(\alpha l)\operatorname{ctg}(\alpha l)$.

Grad	Bogen für r = 1; (αl)	$(\alpha l)\operatorname{ctg}(\alpha l)$	Grad	(αl)	$(\alpha l)\operatorname{ctg}(\alpha l)$	Grad	(αl)	$(\alpha l)\operatorname{ctg}(\alpha l)$	Grad	(αl)	$(\alpha l)\operatorname{ctg}(\alpha l)$
0	0,0000	1,0000	46	0,8029	0,7754	91	1,5883	− 0,0277	136	2,3736	− 2,4579
1	0,0175	0,9997	47	0,8203	0,7649	92	1,6057	− 0,0560	137	2,3911	− 2,5642
2	0,0349	0,9987	48	0,8378	0,7544	93	1,6232	− 0,0851	138	2,4085	− 2,6749
3	0,0524	0,9991	49	0,8552	0,7434	94	1,6406	− 0,1147	139	2,4260	− 2,7909
4	0,0698	0,9983	50	0,8727	0,7323	95	1,6581	− 0,1451	140	2,4435	− 2,9122
5	0,0873	0,9975				96	1,6755	− 0,1761			
6	0,1047	0,9963	51	0,8901	0,7208	97	1,6930	− 0,2079	141	2,4609	− 3,0390
7	0,1222	0,9950	52	0,9076	0,7091	98	1,7104	− 0,2403	142	2,4784	− 3,1707
8	0,1396	0,9935	53	0,9250	0,6971	99	1,7279	− 0,2737	143	2,4958	− 3,3119
9	0,1571	0,9918	54	0,9425	0,6847	100	1,7453	− 0,3077	144	2,5133	− 3,4593
10	0,1745	0,9898	55	0,9599	0,6721				145	2,5307	− 3,6143
			56	0,9774	0,6593	101	1,7628	− 0,3427	146	2,5482	− 3,7780
11	0,1920	0,9877	57	0,9948	0,6460	102	1,7802	− 0,3785	147	2,5656	− 3,9508
12	0,2094	0,9853	58	1,0123	0,6326	103	1,7977	− 0,4151	148	2,5831	− 4,1337
13	0,2269	0,9828	59	1,0297	0,6187	104	1,8151	− 0,4525	149	2,6005	− 4,3280
14	0,2444	0,9800	60	1,0472	0,6047	105	1,8326	− 0,4911	150	2,6180	− 4,5346
15	0,2618	0,9771				106	1,8500	− 0,5306			
16	0,2793	0,9739	61	1,0647	0,5902	107	1,8675	− 0,5709	151	2,6354	− 4,7545
17	0,2967	0,9705	62	1,0821	0,5754	108	1,8850	− 0,6124	152	2,6529	− 4,9891
18	0,3142	0,9669	63	1,0996	0,5602	109	1,9024	− 0,6550	153	2,6703	− 5,2407
19	0,3316	0,9631	64	1,1170	0,5448	110	1,9199	− 0,6988	154	2,6878	− 5,5108
20	0,3491	0,9591	65	1,1345	0,5290				155	2,7052	− 5,8013
			66	1,1519	0,5128	111	1,9373	− 0,7437	156	2,7227	− 6,1152
21	0,3665	0,9548	67	1,1694	0,4964	112	1,9548	− 0,7897	157	2,7402	− 6,4556
22	0,3840	0,9504	68	1,1868	0,4795	113	1,9722	− 0,8372	158	2,7576	− 6,8253
23	0,4014	0,9457	69	1,2043	0,4623	114	1,9897	− 0,8858	159	2,7751	− 7,2294
24	0,4189	0,9408	70	1,2217	0,4447	115	2,0071	− 0,9293	160	2,7925	− 7,6724
25	0,4363	0,9356				116	2,0246	− 0,9874			
26	0,4538	0,9304	71	1,2392	0,4267	117	2,0420	− 1,0404	161	2,8100	− 8,1608
27	0,4712	0,9248	72	1,2566	0,4083	118	2,0595	− 1,0950	162	2,8274	− 8,7019
28	0,4887	0,9191	73	1,2741	0,3895	119	2,0769	− 1,1512	163	2,8449	− 9,3054
29	0,5062	0,9132	74	1,2915	0,3704	120	2,0944	− 1,2093	164	2,8623	− 9,9820
30	0,5236	0,9069	75	1,3090	0,3508				165	2,8798	− 10,7477
31	0,5411	0,9005	76	1,3265	0,3307	121	2,1118	− 1,2690	166	2,8972	− 11,6201
32	0,5585	0,8938	77	1,3439	0,3103	122	2,1293	− 1,3306	167	2,9147	− 12,6250
33	0,5760	0,8870	78	1,3614	0,2894	123	2,1467	− 1,3941	168	2,9321	− 13,7944
34	0,5934	0,8798	79	1,3788	0,2680	124	2,1642	− 1,4598	169	2,9496	− 15,1745
35	0,6109	0,8725	80	1,3963	0,2462	125	2,1817	− 1,5276	170	2,9670	− 16,8267
36	0,6283	0,8648				126	2,1991	− 1,5976			
37	0,6458	0,8570	81	1,4137	0,2239	127	2,2166	− 1,6704	171	2,9845	− 18,8435
38	0,6632	0,8488	82	1,4312	0,2011	128	2,2340	− 1,7454	172	3,0019	− 21,3597
39	0,6807	0,8406	83	1,4486	0,1779	129	2,2515	− 1,8233	173	3,0194	− 24,5912
40	0,6981	0,8320	84	1,4661	0,1541	130	2,2689	− 1,9038	174	3,0369	− 28,8943
			85	1,4835	0,1298				175	3,0543	− 34,8221
41	0,7156	0,8232	86	1,5010	0,1049	131	2,2864	− 1,9876	176	3,0718	− 43,9289
42	0,7330	0,8141	87	1,5184	0,0796	132	2,3038	− 2,0743	177	3,0892	− 58,9453
43	0,7505	0,8048	88	1,5359	0,0536	133	2,3213	− 2,1646	178	3,1067	− 88,9644
44	0,7679	0,7952	89	1,5533	0,0272	134	2,3387	− 2,2585	179	3,1241	− 178,9797
45	0,7854	0,7854	90	1,5708	± 0,0000	135	2,3562	− 2,3562	180	3,1416	∞

I. Beispiel.

Das Trägheitsmoment J — über die ganze Länge konstant — des in Abb. 5 dargestellten Stabes soll berechnet werden. Es ist $l = 8$ m, $P_1 = 15$ t, $P_2 = 5$ t. Der Stab sei beiderseits gelenkig gelagert und in der Zeichnungsebene auf seine ganze Länge frei.

Nach Gleichung (21) ist:

$$\left(\alpha_2 \frac{l'}{2}\right)\operatorname{ctg}\left(\alpha_2 \frac{l'}{2}\right) = \frac{\varkappa_2^2 + \left(\alpha_2 \frac{1}{2}\right)\operatorname{ctg}\left(\alpha_2 \frac{1}{2}\right)\left[\varkappa_1 \varkappa_2 - \frac{\varkappa_1}{w_2}\right]}{\varkappa_2 + \frac{\varkappa_1}{w_1}}$$

Mit $\varkappa_1 = \frac{P_1}{P} = 0{,}75$; $\varkappa_2 = \frac{P_2}{P} = 0{,}25$; $w_1 = w_2 = \frac{1}{2}$

wird: $$\left(\alpha_2 \frac{l'}{2}\right)\operatorname{ctg}\left(\alpha_2 \frac{l'}{2}\right) = \frac{0{,}0625 - 1{,}3125\left(\alpha_2 \frac{1}{2}\right)\operatorname{ctg}\left(\alpha_2 \frac{1}{2}\right)}{1{,}75}$$

Schätzt man zunächst $\left(\alpha_2 \frac{1}{2}\right) = 1{,}69$, so ergibt sich aus der Tabelle:

$$\left(\alpha_2 \frac{1}{2}\right)\operatorname{ctg}\left(\alpha_2 \frac{1}{2}\right) = -0{,}2024$$

und damit

$$\left(\alpha_2 \frac{l'}{2}\right)\operatorname{ctg}\left(\alpha_2 \frac{l'}{2}\right) = \frac{0{,}0625 + 0{,}2657}{1{,}75} = 0{,}1875$$

Nun ist aber $$\frac{l'}{2} = \frac{1}{2}\sqrt{\varkappa_1} = 4\sqrt{0{,}75} = 3{,}464,$$

$$\left(\alpha_2 \frac{l'}{2}\right) = 1{,}69 \cdot \frac{3{,}464}{4} = 1{,}4635,$$

also $$\left(\alpha_2 \frac{l'}{2}\right)\operatorname{ctg}\left(\alpha_2 \frac{l'}{2}\right) = 0{,}1576.$$

Der geschätzte Wert für $\left(\alpha_2 \frac{l}{2}\right)$ ist also zu groß. Für $\left(\alpha_2 \frac{l}{2}\right) = 1{,}679$ ist $\left(\alpha_2 \frac{l}{2}\right) \operatorname{ctg}\left(\alpha_2 \frac{l}{2}\right) = -0{,}1825$.

Damit wird:

$$\left(\alpha_2 \frac{l'}{2}\right) \operatorname{ctg}\left(\alpha_2 \frac{l'}{2}\right) = \frac{0{,}0625 + 0{,}2395}{1{,}75} = 0{,}1721.$$

Ferner ist aber

$$\left(\alpha_2 \frac{l'}{2}\right) = 1{,}679 \cdot 0{,}866 = 1{,}454$$

und somit $\left(\alpha_2 \frac{l'}{2}\right) \operatorname{ctg}\left(\alpha_2 \frac{l'}{2}\right) = 0{,}1706.$

Man erkennt, daß Gleichung (21) durch den Wert $\left(\alpha_2 \frac{l}{2}\right) = 1{,}679$ nahezu erfüllt ist. Mit hinreichender Genauigkeit ergibt sich somit bei 5-facher Sicherheit nach Gleichung (20):

$$J_{erf} = \frac{5 P l^2}{4 E \left(\alpha_2 \frac{l}{2}\right)^2} = \frac{5 \cdot 20\,000 \cdot 640\,000}{4 \cdot 2\,150\,000 \cdot 1{,}679^2} = \mathbf{2640}\ \text{cm}^4.$$

Die Näherungsgleichung würde nach Gleichung (22) folgenden Wert ergeben:

$$J_{erf} = 2{,}33 \left(P_1 + \frac{P_2}{2}\right) l^2 = 2{,}33 \cdot 17{,}5 \cdot 64 = \sim \mathbf{2610}\ \text{cm}^4.$$

II. Beispiel.

Es sollen die Trägheitsmomente J_1 und J_2 des in Abb. 6 skizzierten Stabes berechnet werden, und zwar zunächst unter Vernachlässigung der vorhandenen Exzentrizität. Darauf soll die größte auftretende Beanspruchung ermittelt werden, wobei auf die exzentrischen Kraftangriffe Rücksicht zu nehmen ist. Der Stab ist in der Zeichnungsebene auf die ganze Länge frei.

Es sei: $P_1 = 9\,t$; $P_2 = 4{,}5\,t$; $l_1 = 2\,m$; $l_2 = 4\,m$.

Demnach: $\varkappa_1 = {}^2/_3$; $\varkappa_2 = {}^1/_3$; $w_1 = {}^1/_3$; $w_2 = {}^2/_3$;
$\varepsilon_1 = 2\,cm$; $\varepsilon_2 = 5\,cm$; $\varepsilon_0 = 3\,cm$.

J_1 soll so gewählt werden, als wäre der Stab nur mit P_1 belastet. Dann ist bei 5-facher Sicherheit:

$$J_{1\,erf} = 2{,}33\, P_1 l^2 = 2{,}33 \cdot 9 \cdot 36 = \sim 755\ \text{cm}^4.$$

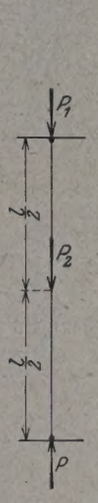


Abb. 5.

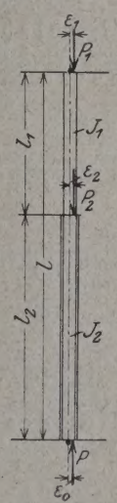


Abb. 6.

Nach Gleichung (17) ist:

$$(\alpha_2 l_2) \operatorname{ctg} (\alpha_2 l_2) = \frac{(\alpha_1 l_1) \operatorname{ctg} (\alpha_1 l_1) \left(\frac{\varkappa_1}{w_1} + \varkappa_2\right) - \varkappa_2^2}{\varkappa_1 \varkappa_2 - \frac{\varkappa_1}{w_2}}.$$

Mit $(\alpha_1 l_1) = \sqrt{\frac{5 P_1}{E J_1}}\, l_1^2 = \sqrt{\frac{45\,000 \cdot 40\,000}{2\,150\,000 \cdot 755}} = 1{,}053$;

und $(\alpha_1 l_1) \operatorname{ctg} (\alpha_1 l_1) = 0{,}5999.$

Unter Berücksichtigung obiger Zahlenwerte für $\varkappa$ und w erhält man:

$$(\alpha_2 l_2) \operatorname{ctg} (\alpha_2 l_2) = \frac{0{,}5999 \left(2 + {}^1/_3\right) - {}^1/_9}{{}^2/_9 - 1} = -1{,}6569$$

oder $(\alpha_2 l_2) = 2{,}2134.$

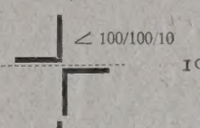
Nach Gleichung (19) findet man also:

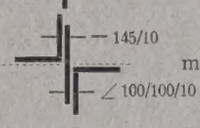
$$J_2 = \frac{5 P l_2^2}{E (\alpha_2 l_2)^2} = \frac{5 \cdot 13\,500 \cdot 160\,000}{2\,150\,000 \cdot 2{,}2134^2} = \sim \mathbf{1025}\ \text{cm}^4.$$

Zur Berechnung der größten Beanspruchungen des Stabes infolge obiger Belastung, unter Berücksichtigung der exzentrischen Kraftwirkung, dienen die Gleichungen (9) und (11):

$$\sigma_{1\,max} = \frac{P_1}{F_1} \pm \frac{P_1 e_1}{J_1} \cos (\alpha_1 x_1) \left(\varepsilon_1 + \frac{C_2^2}{\varepsilon_1}\right), \text{ wobei } \operatorname{tg} (\alpha_1 x_1) = \frac{C_2}{\varepsilon_1};$$

$$\sigma_{2\,max} = \frac{P}{F_2} \pm \frac{P e_2}{J_2} \cos (\alpha_2 x_2) \left(\varepsilon_0 + \frac{D_2^2}{\varepsilon_0}\right), \text{ wobei } \operatorname{tg} (\alpha_2 x_2) = \frac{D_2}{\varepsilon_0}.$$

Der obere Stabteil möge aus 

10 mm gespreizt mit $J_1 = 778\ \text{cm}^4$, der untere aus 

mit $J_2 = 1032\ \text{cm}^4$ bestehen. Dann ist $e_1 = e_2 = 10{,}5$ cm; $F_1 = 38{,}4\ \text{cm}^2$; $F_2 = 52{,}9\ \text{cm}^2$. Es sollen zunächst die Konstanten C_2 und D_2 bestimmt werden. Nach Gleichung (12) und (13) war:

$$D_2 = \frac{\varepsilon_2 \left[\varkappa_2 - (\alpha_1 l_1) \operatorname{ctg} (\alpha_1 l_1) \left(\varkappa_1 \frac{w_2}{w_1} + 1\right)\right] - \left[\varkappa_2 - \left(1 + \frac{\varkappa_1}{\varkappa_2 w_1}\right) (\alpha_1 l_1) \operatorname{ctg} (\alpha_1 l_1)\right] \varepsilon_0 \cos (\alpha_2 l_2)}{\sin (\alpha_2 l_2) \left\{\varkappa_2 - (\alpha_1 l_1) \operatorname{ctg} (\alpha_1 l_1) \left(1 + \frac{\varkappa_1}{\varkappa_2 w_1}\right) + (\alpha_2 l_2) \operatorname{ctg} (\alpha_2 l_2) \left(\varkappa_1 - \frac{\varkappa_1}{\varkappa_2 w_2}\right)\right\}}$$

$$+ \frac{-\left(\frac{\varkappa_1}{\varkappa_2} - \varkappa_1 w_2\right) \left[\frac{\varepsilon_0}{w_2} (\alpha_2 l_2) \sin (\alpha_2 l_2) + \frac{\varepsilon_1}{w_1} (\alpha_1 l_1) \sin (\alpha_1 l_1) + \frac{\varepsilon_1}{w_1} (\alpha_1 l_1) \operatorname{ctg} (\alpha_1 l_1) \cos (\alpha_1 l_1)\right]}{\sin (\alpha_2 l_2) \left\{\varkappa_2 - (\alpha_1 l_1) \operatorname{ctg} (\alpha_1 l_1) \left(1 + \frac{\varkappa_1}{\varkappa_2 w_1}\right) + (\alpha_2 l_2) \operatorname{ctg} (\alpha_2 l_2) \left(\varkappa_1 - \frac{\varkappa_1}{\varkappa_2 w_2}\right)\right\}}$$

$$C_2 = \frac{\varepsilon_2 \left[\varkappa_2 + (\alpha_2 l_2) \operatorname{ctg} (\alpha_2 l_2) \left(\frac{w_1}{w_2} + \varkappa_1\right)\right] - \left[\varkappa_2 + \left(\varkappa_1 - \frac{\varkappa_1}{\varkappa_2 w_2}\right) (\alpha_2 l_2) \operatorname{ctg} (\alpha_2 l_2)\right] \varepsilon_1 \cos (\alpha_1 l_1)}{\sin (\alpha_1 l_1) \left\{\varkappa_2 - (\alpha_1 l_1) \operatorname{ctg} (\alpha_1 l_1) \left(1 + \frac{\varkappa_1}{\varkappa_2 w_1}\right) + (\alpha_2 l_2) \operatorname{ctg} (\alpha_2 l_2) \left(\varkappa_1 - \frac{\varkappa_1}{\varkappa_2 w_2}\right)\right\}}$$

$$+ \frac{-\left(\frac{\varkappa_1}{\varkappa_2} + w_1\right) \left\{\frac{\varepsilon_1}{w_1} (\alpha_1 l_1) \sin (\alpha_1 l_1) + \frac{\varepsilon_0}{w_2} (\alpha_2 l_2) \sin (\alpha_2 l_2) + \frac{\varepsilon_0}{w_2} (\alpha_2 l_2) \operatorname{ctg} (\alpha_2 l_2) \cos (\alpha_2 l_2)\right\}}{\sin (\alpha_1 l_1) \left\{\varkappa_2 - (\alpha_1 l_1) \operatorname{ctg} (\alpha_1 l_1) \left(1 + \frac{\varkappa_1}{\varkappa_2 w_1}\right) + (\alpha_2 l_2) \operatorname{ctg} (\alpha_2 l_2) \left(\varkappa_1 - \frac{\varkappa_1}{\varkappa_2 w_2}\right)\right\}}$$

Darin ist:

$$(\alpha_1 l_1) = \sqrt{\frac{P_1}{E J_1}}\, l_1^2 = \sqrt{\frac{9000 \cdot 40\,000}{2\,150\,000 \cdot 778}} = 0{,}464;$$

$\alpha_1 l_1) \operatorname{ctg} (\alpha_1 l_1) = +0{,}9271$; $\cos (\alpha_1 l_1) = 0{,}8943$; $\sin (\alpha_1 l_1) = 0{,}4475$.

$$(\alpha_2 l_2) = \sqrt{\frac{P_1}{E J_2}}\, l_2^2 = \sqrt{\frac{13\,500 \cdot 160\,000}{2\,150\,000 \cdot 1032}} = 0{,}9867;$$

$\alpha_2 l_2) \operatorname{ctg} (\alpha_2 l_2) = +0{,}6522$; $\cos (\alpha_2 l_2) = 0{,}5515$; $\sin (\alpha_2 l_2) = 0{,}8342$.

Führt man diese Zahlenwerte in die vorstehenden Gleichungen ein, so erhält man:

$$D_2 = \frac{-9{,}15 + 10{,}194 - 15{,}442}{-6{,}403} = +2{,}249;$$

$$C_2 = \frac{5{,}47 + 2{,}124 - 15{,}33}{-3{,}439} = 2{,}249.$$

Somit nach (10):

$$\operatorname{tg}(\alpha_2 x_2) = \frac{D_2}{\varepsilon_0} = \frac{2{,}249}{3} = 0{,}7497$$

und daraus $\cos(\alpha_2 x_2) = 0{,}8001$.

Die Maximalspannung des unteren Stabes wird also:

$$\sigma_{2\max} = \frac{13\,500}{52{,}9} + \frac{13\,500 \cdot 10{,}5}{1032} \cdot 0{,}8001\,(3 + 1{,}686) = \sim 770 \text{ kg/cm}^2.$$

Nach Gleichung (8) ist ferner:

$$\operatorname{tg}(\alpha_1 x_1) = \frac{C_2}{\varepsilon_1} = \frac{2{,}249}{2} = 1{,}125$$

daraus $\cos(\alpha_1 x_1) = 0{,}664$.

So erhält man als Maximalspannung im oberen Stabteil:

$$\sigma_{1\max} = \frac{9000}{38{,}4} + \frac{9000 \cdot 10{,}5}{778} \cdot 0{,}664\,(2 + 2{,}53) = \sim 600 \text{ kg/cm}^2.$$

LITERATURSCHAU.

Gesammelt und geordnet von Regierungsbaumeister Dr.-Ing. W. Kunze, Privatdozent, Dresden.

Baustoffkunde.

526. Die 44. Generalversammlung des Vereins Deutscher Portland-Zementfabrikanten. Bericht über die Tagung in der D. B. Ztg. 1921, Mitt. f. Zement u. Beton, Nr. 10 u. 11. In der Tonind.-Ztg. 1921, Nr. 58, erscheint ein Bericht von Dr. A. Moye.

527. Der bayrische Traß und der rheinische Traß. Baumaterialienmarkt 1921, Nr. 22, S. 341—2. (Vgl. Nr. 17 ebenda.) Aussprache zwischen v. Meng und Roderich Wagner.

528. Hochwertige Zemente. Von Dr. Rich. Grün. 1½ Spalte. Stellungnahme zu den Ausführungen des Herrn Natho in der Tonind.-Ztg. 1921, Nr. 13, ebenda Nr. 59.

529. Weißer Portlandzement. Von Dr. Wormer, Trborlje, Jugoslav, Stellungnahme zu der Erteilung des D. R. P. 323 511 an Dr. Andre Heilbronner, Paris. Zement 1921, Nr. 20, S. 248—9.

530. Elektrisches Zementbrennen. Von Ing. Dr. Alex. Hasch. 1 Spalte in „Zement" 1921, Nr. 21, S. 261.

531. Kohle-Zement-Traß. Von Ernst Natho, Tonind.-Ztg. 1921, Nr. 62, S. 537, 1 Spalte.

532. Metallüberzüge als Rostschutzmittel. Z. d. V. d. Ing. 1921, Nr. 21, S. 555, bringt in der Rundschau einen Auszug aus einer Veröffentlichung in der Zeitschr. f. Metallkunde von Dr. W. Lang. Die Ergebnisse der Versuche über die Frage, welche Art der Verzinkung in den verschiedenen möglichen Fällen zweckmäßig ist, werden zusammengefaßt mitgeteilt.

Statik und Festigkeitslehre.

533. Neue Ergebnisse in der Erddrucktheorie. Aussprache zwischen Krey, Freund und A. Senf, Leipzig, Zentralbl. d. Bauv. 1921, Nr. 43, S. 269—71.

Brückenbau.

a) Allgemeines.

— — — —

b) Hölzerne Brücken.

— — — —

c) Stein- und Betonbrücken.

534. Bau einer gewölbten Wegunterführung unter Anwendung von Maßnahmen zur Einhaltung der theoretischen Stützlinie. Von Eisenbahninspektor Meerkatz, Zentralbl. d. Bauv. 1921, Nr. 43, S. 268—9.

d) Eisenbetonbrücken.

— — — —

e) Eiserne Brücken.

535. Auswechslung der eisernen Überbauten der Eisenbahnüberführung über die Bollwerkstraße in Stettin. Von Eisenbahninspektor Meerkatz, Stettin. Zentralbl. d. Bauv. 1921, Nr. 47, S. 255 bis 259.

536a. Theoretische Gewichtsbestimmung von Brücken. Von Dr. Julius Ratzendorfer, Düsseldorf. Der Brückenbau 1921, Heft 9/10, S. 35—40.

536b. Der Bau der Brücke über die Héré-Déré-Schlucht im Zuge der Bagdadbahn durch die MAN. Gustavsburg. Z. d. V. d. Ing. 1921, Nr. 22 u. 23.

Hochbaukonstruktionen und Zementwaren.

537. Aus der Zementwarenindustrie. Heizofen mit Eisenbetonmantel, Helwig, Holzminden. — Treppenstufe aus Zementdielen, Mertens & Co., Jessen bei Halle. — Kunststeintreppe aus Teilformstücken, Patent Karl Stein, Wien. Baumarkt 1921, Nr. 21, S. 326—327.

538. Der Bau vielgeschossiger Häuser und die Wohnungsfrage. Zentralbl. d. Bauv. 1921, Nr. 42, ¾ Seite Zeitschrift von Prof. O. Kloeppel, Danzig.

Gründungsarbeiten usw.

— — — —

Wasserbau.

Gewässerkunde und Wasserwirtschaft, Wasserecht, Wasserbewegung.

— — — —

Flußbau, Kanalbau, Seebau, Hafenbau, Schleusenbau.

539. Technische Grundlagen zur Beurteilung schweizerischer Schiffahrtsfragen. Veröffentlichung in mehreren Fortsetzungen der Schweizerischen Bau-Ztg. 1921. Beginn im Heft 20 vom 14. Mai 1921.

540. Anwendung von Kalkbeton beim Kanalbau. Im Baumarkt 1921, Nr. 20, S. 310 wird sehr für die Verwendung von Kalkbeton bei den bevorstehenden Kanalbauten eingetreten.

Wehre, Talsperren, Wildbachverbauungen, Wasserkraftanlagen, Bewässerungen usw.

541. Die Wassergewinnung mit Benutzung der Main-Donau-Wasserstraße. Von Dr.-Ing. Ed. Faber, München, D. B.-Ztg. 1921, Nr. 41, S. 183—184.

542. Einiges über Walzenwehre. Abb. von der Anlage Mainkur und Trollhätten. (Umfang einschl. Text 1 Seite.) Z. d. V. d. Ing. 1921, Nr. 20, Rundschau S. 527.

543 a. Das Kraftwerk Mühleberg a. d. Aare. Z. d. V. d. Ing. 1921, Nr. 20, Rundschau, 1 Spalte, 1 Abb.

543 b. Über die Ausnützung der Wasserkräfte auf chemischen Wege. Von Prof. Dr. Emil Bauer, Elektrochem. Lab. der T. H. Zürich. Schweiz. Bau-Ztg. vom 14. 5. 1921.

Erdbau, Tunnelbau und Bergbau.

— — — —

Straßenbau.

544. Die Sandzwischenbettung beim Straßenpflaster. Von Geh. Baurat Graevell, Städt. Tiefbau 1921, Heft 10, S. 75—79.

545. Über Abbürdung der Straßenbaulast auf den Verkehr. Von Reg.-Baumstr. a. D. Niemack, Stendal, Verkehrstechnik 1921, Heft 15, S. 189—193.

546. Die Entwicklung des städtischen Straßenbaues unter Einfluß des Fluchtliniengesetzes. Von Magistratsbaurat Dr.-Ing. Neumann, Charlottenburg. Verkehrstechnik 1921, Heft 15, S. 196—198.

547. Gütebestimmung der Straßenbaustoffe. Vorschläge zur Vereinfachung des Prüfungswesens. Von Dr.-Ing. Joseph Putzinger, Baurat, Salzburg. Verkehrstechnik 1921, Heft 15, S. 198—199.

Eisenbahnbau und -Betrieb.

548. Die Taurusfeldbahn. Von Reg.-Baumstr. Daub. Verkehrstechn. Woche 1921, Heft 21, S. 174.

549. 50 Jahre Schweizerischer Bergbahnbau. Von Ing. H. H. Peter, Zürich. Schweizerische Bau-Ztg. vom 21. Mai 1921, S. 231—233.

550. 50jähriges Betriebsjubiläum der Rigibahn. Geschichtlicher Rückblick mit Abb. alter Lokomotiven. Schweiz. B.-Ztg. vom 21. Mai 1921, S. 236—238.

551. Rechts- und Wirtschaftsfragen bei Anschlußgleisen. Von Dr.-Ing. Frch. Hasse, Reg.-Baumstr. a. D. Verkehrstechn. Woche 1921, Nr. 19, 20 u. 21.

552. Die eisernen Personenwagen der preußisch-hessischen Staatsbahnen. Entwurf und Ausführung der Wagen. Von Dipl.-Ing. Speer, Reg.-Baumstr. Z. d. V. d. Ing. 1921, Nr. 20, S. 511—516 u. Nr. 21, S. 549—552.

553. Der Neuaufbau der Berliner Straßenbahn. Von Dr.-Ing. Leonhard Adler, Stadtbaurat für das Verkehrswesen zu Berlin. Elektr. Kraftbetriebe u. Bahnen 1921, Heft 10.

Eisenbeton-Hochbau usw. sowie Schiffbau, Allgem. über Eisenbeton.

(Eisenbetonbrücken siehe unter Brückenbau.)

554. Deutscher Ausschuß für Eisenbahn, Heft 48. Besprechung durch Reg.-Baumstr. Fritz Eiselen in der D. B.-Ztg. 1921, Nr. 10, S. 80. (Siehe auch die Besprechung im Bauingenieur.)

555. Das Beton-Spritzverfahren. Von Ob.-Ing. Hans Schlüter, Deutsche Torkret-Bauges. m. b. H. Berlin, Auszug aus dem Vortrage auf der 24. Hauptversammlung des D. B. V. 1921 in Berlin, erschienen in der D. B. Ztg. 1921, Mitt. f. Zem. u. Beton, Nr. 10, S. 73.

556. Eisenbetonhochhäuser. Von Prof. Dr.-Ing. Kleinlogel, Tonind.-Ztg. 1921, Nr. 61, S. 527—528.

557. Betonschiffe im Reihenbau. Von Reg.-Baumstr. Dr. Ing. Teubert. Zement 1921, Nr. 20, S. 250. (1½ Spalte.)

558. Das erste Schwimmdock in Eisenbeton. Hierzu Bericht über dieses in Minden nach dem Patent Dr.-Ing. Teuberts erbauten Schwimmdocks im Baumarkt 1921, Nr. 20, S. 311.

Holzbau.

558. Weitgespannte Holzkonstruktionen auf der Leipziger Frühjahrsmesse. Von Frch. Köhn. Bauwelt 1921, Nr. 21, S. 277—282.

559. Tragfähigkeit eiserner Bolzen bei Holzverbindungen. Von Richard Ludwig. D. B.-Ztg. 1921, Holzbeilage 19121, Nr. 11 u. Nr. 12.

560. Die Holzwirtschaft der Welt. Von Geh. Reg.-Rat Wernekke in Zehlendorf. D. B.-Ztg. 1921, Holzbeilage Nr. 10 u. 11.

Eisenbau.

(Eisen-Brücken siehe unter Brückenbau.)

— — — —

Städtebau und städtischer Tiefbau.

561. Sieblose Schlammschleuder, Bauart ter Meer. Z. d. V. d. Ing. 1921, Nr. 21, ½ Seite mit Abb.

Kunst im Ingenieurwesen. Wirtschaftliches. Personalnachrichten. Vereinsnachrichten. Standesvertretung. Sonstiges.

562. Zur Reform der Techn. Hochschulen. Bericht auf Grund der Beratungen des Vorstandes deutscher Eisenhüttenleute über die Vorschläge von Prof. Aumund. Stahl u. Eisen 1921, Nr. 21, S. 713—719.

WIRTSCHAFTLICHE MITTEILUNGEN USW.

Die Stellung des Ingenieurs zu unseren industriellen Problemen.

Auszug einer Rede beim ersten Kongreß der vereinigten amerikanischen Ingenieurvereine zu Washington von Herbert C. Hoover, Präsident der vereinigten amerikanischen Ingenieurgesellschaften.[1])

Der Zusammenschluß der Ingenieurvereine, die im ganzen eine Mitgliederzahl von 100 000 bis 200 000 Ingenieuren umfaßt, war geschaffen worden allein mit dem Zwecke, den öffentlichen Interessen zu dienen. Eines der größten Probleme, an denen heute Amerika und die ganze Welt Interesse hat, ist das ungeheure Wachstum unserer industriellen Entwicklung. Die gewaltige Ausdehnung, die die Industrie in den letzten 50 Jahren erreicht hat, hat das Maß der Lebenshaltung und der persönlichen Bequemlichkeit weit über die Träume unserer Vorfahren hinaus erhöht. Unsere ökonomische Entwicklung unter der sich die Industrialisierung zu ihrer heutigen Höhe entwickelt hat, gab den Anreiz zur Erfindertätigkeit, zu Unternehmungslust und zu Verbesserungen bis zu höchster Vollendung, doch gleichzeitig hat sie auch eine lange Reihe von Schwierigkeiten in sozialer Beziehung gebracht, an deren Lösung wir heute zaghaft und unsicher noch arbeiten. Das Anwachsen der Bevölkerung ergibt zuweilen abnormale Lebensbedingungen. Die öde sich wiederholenden mechanischen Arbeitsgänge unserer Produktionsweise bedrücken die menschlichen Fähigkeiten.

Die Unsicherheit des Arbeitsverhältnisses, die sich infolge mangelhafter Zusammenarbeit der gesamten Industrie eingestellt hat, die großen Wogen der Arbeitslosigkeit in dem Auf- und Niederfluten der Gezeiten der Volkswirtschaft bringen in ihrer Begleitung unerhörte Verluste und manches Elend. Unsere geschäftlichen Unternehmungen sind so weit verzweigt und so komplexer Natur, daß das alte patriarchalische Verhältnis zwischen Arbeitgeber und Arbeitnehmer zum größten Teil geschwunden ist. Die Anhäufung großer Reichtümer mit ihrer wirtschaftlichen Allgewalt ist der Grund für soziale und wirtschaftliche Krankheitserscheinungen, gegen die wir augenblicklich kämpfen. Ich will heute lediglich einen kleinen Teil dieses großen Gebietes berühren. Ich glaube nicht, daß irgend ein einzelner oder auch eine ganze Gesellschaft die Fähigkeit besitzt, einen Plan zu entwerfen, der all diese Schwierigkeiten beseitigt und gleichzeitig unser heutiges Wirtschaftssystem erhält, welches allein die Initiative des Einzelnen ermöglicht. Wir haben uns eine ganze Anzahl ökonomischer und sozialer Allheilmittel vor Augen geführt und tatsächlich ist der Zukunftstraum des Sozialismus heute in verschiedenen Wesensformen am Werke. In Rußland hat man es so weit gebracht, daß heute die krasseste Form des vollständigen Kommunismus am Ruder ist, ein Experiment, das dort den Zusammenbruch der Produktion bedeutet hat. Die Bevölkerung unserer modernen Staaten stellt heute einen Aufbau dar, der von der Intensität der Produktion durchaus abhängig ist und die wiederum nur durch den Anreiz zur Anstrengung des Einzelnen aus dem Triebe der Selbsterhaltung heraus möglich ist. Ein Abweichen von diesem Wege hat stets nur zu Hunge und Elend und Anarchie geführt. Gerade der verflossene Krieg hat uns ein riesenhaftes Experiment für die Vereinigten Staaten gezeigt: eine große Handelsflotte aus dem Boden zu stampfen und durch die Regierung zu betreiben mit dem so wenig erfreulichen Ergebnis, daß es selbst diejenigen entmutigen muß, die stets nach der mildesten Form des Sozialismus gerufen haben, nach dem Staatsbetriebe.

Wir haben unsere gesamte Zivilisation in politischer, sozialer und wirtschaftlicher Beziehung auf den Grundsätzen des reinen Individualismus aufgebaut. Wir haben in Erfahrung gebracht, im Laufe der industriellen Entwicklung, daß der persönliche Unternehmungsgeist vernichtet wird, wenn man es zugibt, daß die Industrie vertrustet und auf diese Weise die wirtschaftliche Abhängigkeit der Gesamtheit von einzelnen Finanzgruppen erreicht wird. Deshalb haben wir Staatsstellen errichtet, die stets darüber wachen sollen, daß keine überragenden wirtschaftlichen Kräfte sich zum Nachteil der Allgemeinheit konzentrieren können. Dieser Eingriff in die freie Wirtschaft stellt den ersten Punkt dar, in dem die manchesterliche Lehre von Adam Smith verlassen wird. Wenngleich unser augenblickliches System des wirtschaftlichen Individualismus unter einem Kapitalismus, dem gewisse Schranken auferlegt sind, keineswegs eine Vollendung darstellt, so zeigt die andere verbleibende Möglichkeit auch gar nichts, was dafür spräche, den beschrittenen Weg zu verlassen. Unser Trachten muß deshalb darauf gerichtet werden, unseren wirtschaftlichen Aufbau zu verbessern, nicht aber ihn zu zerstören. Eine tiefgehende Entwicklung unseres Wirtschaftssystemes, abgesehen von der Überwachung des Großkapitals während der letzten Dezenien, stellt das Anschwellen und die innere Festigung lokaler und nationaler Gewerkschaften und Interessengruppen dar. Diese Verbände einigen große wirtschaftliche Gruppen mit gemeinsamem Zweck und sind streng zu scheiden von denjenigen Gruppen, deren einziges Ziel das Wohl der Allgemeinheit ist. Wir haben da Verbände von Arbeitgebern, Landwirten, Kaufleuten, von Bankherren und weitverbreitete Arbeiterorganisationen, lauter wirtschaftliche Gruppen, deren Handhabe die politische Agitation und Propaganda ist, und deren Ziel stets nur das Sonderinteresse der in ihnen vertretenen Individuen darstellt. Zeitweise stehen sie untereinander in scharfem Kampf und oft genug bedeutet ihr Wirken ein Verbrechen an dem Wohl der Allgemeinheit. Es ist nun die Kernfrage für die gedeihliche Entwicklung unserer Wirtschaft, ob es möglich sein wird, die Ziele dieser großen Verbände auf die Beiordnung aller zur Lösung unserer nationalen wirtschaftlichen Probleme zu richten; oder ob sie sich in zwei Heerlager scheiden. Der letzte Fall kann den Zusammenbruch unseres ganzen nationalen Lebens bedeuten.

Der Verband der amerikanischen Ingenieure steht in bezug auf den Kampf dieser wirtschaftlichen Gruppen beiseite: er vertritt keine wirtschaftlichen Interessen seiner Mitglieder. Das einzige Ziel, daß zur Bildung einer allumfassenden Vereinigung geführt hat, ist das Allgemein-

[1]) Die ausgezeichnete Rede des bekannten amerikanischen Ingenieurs Hoover enthält manche auch bei uns zu berücksichtigende Probleme, insbesondere wertvolle Betrachtungen über die allgemeinen Aufgaben des Ingenieurs im öffentlichen Leben; deshalb möge sie an dieser Stelle wiedergegeben werden. Die Schrittleitung.

wohl, die Absicht, in diesen weltbewegenden Fragen dem Gedanken der Ingenieure Stimme zu verleihen, und sollte es den Ingenieuren gelingen, mit ihren wirtschaftlich geschulten Köpfen, mit ihrer ausgezeichneten Kenntnis des Erwerbslebens, diese großen wirtschaftlichen Gruppen, die sich befehden, einander näherzubringen, so werden sie darin der Allgemeinheit einen Dienst von ungeheurem Werte geleistet haben. Die Ingenieure sind in der Lage, sich ein objektives Urteil und von Parteiinteressen freies Urteil zu bilden. Sie gehören zu keiner von allen den genannten Interessenverbänden. Ihr Lebensberuf ist es, ihre Dienste für die Lösung von Problemen darzubieten, gleichgültig, ob er nun dieser oder jener Wirtschaftsgruppe angehört.

Gerade eben verlassen wir einen Zeitabschnitt hemmungslosen Zusammenraffens und sinnloser Zerstörung. Heute nun ernten wir die unvermeidliche Beschäftigungslosigkeit und die unumgängliche industrielle Umstellung als eine notwendige Folgeerscheinung dieser Periode, noch mehr, wir empfinden am eigenen Leibe die Wirkung vierjähriger Weltzerstörung, deren wirtschaftliche und soziale Probleme heute in jedermanns Mund liegen. Einen der größten Interessenkämpfe stellt heute der Kampf der Arbeitgeber mit den Arbeitnehmerverbänden dar. Es gibt dabei Heißsporne genug, die auf der einen Seite für die Herrschaft der Arbeitgeber sich einsetzen, wie auch solche nicht fehlen, die die Herrschaft in die Hände der organisierten Arbeiterschaft gelegt wissen wollen. Es bedeutet sicher die größte Schwierigkeit, bei allen Verhandlungen, die dieses Problem betreffen, die Extremisten auf beiden Seiten zum Schweigen zu bringen. Es scheint wohl, daß es für all diese Gruppen eine Menge Punkte gibt, in denen sie sich bekämpfen, und trotzdem ist zwischen all diesen Wirtschaftsverbänden eine lange Strecke Weges, die sie gemeinsam gehen können, und wenn wir in der Lage sind, Maßnahmen zu finden, die die Zusammenarbeit dieser Gruppen ermöglichen, so wird das Kampffeld zwischen ihnen stark verkleinert.

In dieser Hinsicht verkennen die Arbeitgeber zuweilen eine grundlegende Tatsache in bezug auf die organisierte Arbeiterschaft in den Vereinigten Staaten: Die überwältigende Mehrheit ihrer Mitglieder und der leitenden Köpfe unter ihnen sind Individualisten, der Geistesrichtung nach wie auch in ihrer sozialen Auffassung, daß weiterhin die Ausdehnung der sozialistischen Lehren den günstigsten Nährboden in der Unwissenheit manches Arbeiters findet; daß trotzdem die Arbeitnehmerverbände des heutigen Amerika das festeste Bollwerk gegen das Eindringen des Sozialismus darstellen. Anderseits verkennen einige Arbeiterführer die Tatsache, daß es nur in einer Gesellschaft möglich ist, die augenblickliche hohe anspruchsvolle Lebenshaltung beizubehalten, deren Grundlage eine hohe Produktivität ist, in der der persönlichen Initiative des Unternehmertums der weiteste Spielraum gelassen wird. Sie verkennen weiterhin die Tatsache, daß wir den Stand unserer Lebenshaltung nur erhöhen können durch eine stetige Produktionserhöhung, durch eine erhöhte Gütererzeugung bei derselben Zahl der Verbraucher.

Die amerikanische Arbeiterpartei hat es öffentlich dargetan, daß sie die Förderung der Ingenieurwissenschaften in den Vereinigten Staaten zur Entwicklung der Produktionsmöglichkeiten wünscht, und ich meine, es ist die erste Pflicht unserer Vereinigung, gerade diesem Problem die weitgehendste Aufmerksamkeit zu schenken, aber nicht allein der Arbeiternehmerverbände, sondern in gleicher Weise der Arbeitgeber wie auch der berufenen Vertreter des Handels.

Es gibt drei verschiedene Formen, in denen sich die Verluste der Wirtschaft hauptsächlich darstellen: zuerst die zeitweise Arbeitslosigkeit, dann die Arbeitslosigkeit, die in den Konjunkturwechseln ihren Grund hat, und drittens die Streiks und Aussperrungen. Die zweite Möglichkeit, die Verluste der Wirtschaft zu verkleinern, liegt darin, Maßnahmen zu finden, die die Vergrößerung der Produktion gewährleisten. Um dem Ziele der Vermeidung von wirtschaftlichen Verlusten und Beschäftigungslosigkeit näherzukommen, tut nichts mehr not, als die einheitliche Zusammenarbeit der ökonomischen Verbände. Beispielsweise haben unsere Ingenieure darauf hingewiesen, daß das schlechte Arbeiten unserer Weichkohlenindustrie, die im Durchschnitt nur 180 regelrechte Arbeitstage pro Jahr zeigt, in hohem Maße gebessert werden kann, sofern sich die Zechenbesitzer, die Eisenbahnen und die Großabnehmer zu gemeinsamer Arbeit bereitfinden. Der Erfolg bestände in der Verbesserung der Lebenshaltung der Arbeiterschaft, in einer verringerten Gefahr für die Zechenbesitzer und in einer grundlegenden Verbesserung des wirtschaftlichen Lebens durch besseren Brennstoff. Mit unserer Gesetzgebung und bei dem Mangel an Kräften, die es ermöglichen, die gemeinsame Arbeit zu vollbringen, ist die Industrie so lange hilflos, bis wir selbst eine Methode entwickeln, an der selbst die Regierung Interesse hat, ohne selbst Besitzer zu sein, und deren Hauptpunkt der Anreiz zum Zusammenarbeiten darstellt.

Im Kampfe gegen dieses Elend auf dem weiten Felde der Beschäftigungslosigkeit bedarf es entschieden der Ausdehnung der besseren Organisation unserer örtlichen und genossenschaftlichen Arbeitsnachweise. Wir haben eine große Anzahl von Industriezweigen, deren Beschäftigungsweise Saisoncharakter besitzt, die ihre Arbeitskräfte mit anderen Industrien ausgleichen müssen. Der einzelne Arbeiter ist kaum imstande, die Beziehungen zu finden, die diesen Ausgleich ermöglichen, solange nicht die diesem Zwecke dienende Organisation hergestellt ist.

In bezug auf industrielle Kämpfe, die sich in Aussperrungen und Streiks auswirken, ist bisher ein schlichtendes Mittel gefunden worden. Dies sind die Schlichtungsausschüsse, durch welche, wenn überhaupt möglich, die Parteien die gegenseitigen Schwierigkeiten beheben sollten, bevor sie in Kampf treten. Diese Einrichtung ist nicht allein darauf aufgebaut, Streiks zu verhindern, sondern vielmehr auf dem menschlichen Recht, die Stellung des Arbeiters zu festigen und seine Rechte gegen die Vereinigung des Kapitals zu vertreten. Diese Maßnahme, die vor Jahren durch die organisierte Arbeiterschaft angenommen wurde, wurde auch durch die Arbeitgeberverbände bei der ersten industriellen Konferenz anerkannt. Der Punkt, in dem die allgemeine Anwendung des kollektiven Arbeitsvertrags gebrochen worden ist, ist die Art seiner Ausführung. Die Konflikte, die sich hier ergeben, betreffen hauptsächlich die Frage der Repräsentation und die Frage des Zwanges. Der Arbeitgeber in manchen Industriezweigen spricht jedem Mann, der außerhalb seines Betriebes steht, das Recht ab, Verhandlungen zu führen. Die Arbeiterorganisation fordert nun bei solchen Unterhandlungen, die Geschicklichkeit, Erfahrung und Handlungsfreiheit erfordern, daß diese Leute nicht allein lokal verwendet werden, daß nur auf diese Weise die Arbeiterschaft entsprechend geschützt werden kann, indem das Material durch gewiegte Unterhändler vorgebracht wird. Die zweite industrielle Konferenz, an der ich selbst teilnahm, schlug die Lösung dieser Streitfrage vor, indem sie vorsah, daß bei einem Streit über die Vertretung die Entscheidung stets einem dritten unabhängigen Teil überlassen werden sollte. Der Vorschlag geht also dahin, daß jede der beiden Parteien das Recht für sich in Anspruch nehmen kann, Leute von Geschicklichkeit und Erfahrung sich zu Hilfe zu nehmen. Weiterhin wurde vorgeschlagen, daß im Falle, daß eine Partei sich weigern sollte, in Kollektivverhandlungen einzutreten, die gesamte Angelegenheit einem unabhängigen Schiedsgericht unterbreitet werden soll, das jedoch lediglich zu entscheiden hätte, ob der Streit zu Recht oder zu Unrecht geführt wurde. Jene Konferenz, die einen großen Teil der Arbeitnehmer und eine gewichtige Anzahl von Vertretern der organisierten Arbeiterschaft umfaßte, war vollständig davon überzeugt, daß die Einsicht der öffentlichen Meinung, soweit es sich um Recht oder Unrecht dieser Sprüche handelte, sich selbst für den materiellen Fortschritt in der Lösung dieser Fragen einsetze, und daß in der Erziehung der Öffentlichkeit und in der Verurteilung des Unrechts durch die Öffentlichkeit die Wurzeln eines wirklichen Fortschritts lägen. Keine Gruppe sollte die Öffentlichkeit in dieser Beziehung scheuen, und ich glaube, gerade dieser Umstand würde das Verständnis für die Sache der Arbeit fördern. Die Konferenz war nicht der Ansicht, daß die Zufriedenheit der Industriearbeiter durch gewaltsame Rechtsprechung oder durch andere Formen regierungsseitigen Zwanges gefördert werden könnte, Maßnahmen, welche in ihrem Enderfolg das Gefängnis als letztes Zwangsmittel hinter sich hätten. Die Richtlinien, die damals von dieser Konferenz aufgestellt wurden, seien Ihrer ganz besonderen Aufmerksamkeit empfohlen. Es gibt da Fragen, die im Zusammenhang mit diesem ganzen Problem hinsichtlich der Vergrößerung der Produktion auch, soweit sie die Verluste, die durch Beschäftigungslosigkeit entstehen, in hohem Maße die Aufmerksamkeit unserer Ingenieure auf sich lenken. Am Grunde aller dieser Fragen liegt die große menschliche Auffassung, daß hier eine Gemeinschaft zum Wohle ihrer menschlichen Mitglieder arbeitet und nicht zum Wohle ihrer toten Maschinen oder um einzelne Individuen zu bereichern, daß weiterhin, wenn wir den Charakter und die Geschicklichkeit und die allgemeine Lebenshaltung unseres Volkes hochführen wollen, wir besonderen Bedacht haben müssen auf die nötige Muße, auf die Erholung und auf das familiäre Leben. Diese Gesichtspunkte zusammen mit dem Schutz gegen die Überanstrengung müssen die Grundsteine sein für die Bestimmung der Arbeitszeit. Wenn einmal diese Faktoren als erste gesichert sind, so muß die Erreichung der Höchstproduktion der Hauptzweck werden. Die jeweilige Arbeitszeit soll und muß verschieden groß sein bei den verschiedenen Erwerbszweigen und Betrieben, aber die genaue Feststellung der Arbeitszeit nach diesen Grundsätzen ist ein Arbeitsfeld, das die höchste Aufmerksamkeit des Ingenieurs erfordert.

Eine Frage von größter Bedeutung ist es, wie man das eigene Interesse des Arbeitenden wachrufen kann und auf diese Weise die Produktion erhöhen. Es wird kaum nötig sein, daß ich Ihnen die Vorteile, die Schwierigkeiten, die Schwächen des Prämiensystems, des Gewinnanteiles und des Stücklohnes und anderer Lohnbemessungsmethoden schildere, als ein Mittel gegen die abstumpfenden Resultate, die die öde Gleichmacherei im Lohnwesen mit sich gebracht hat. Was ich jedoch Ihnen vorschlagen möchte, ist der Versuch von einer anderen Methode zur Weckung des Interesses an der Arbeit durch die Schaffung von 2 oder 3 entsprechenden Grundlöhnen für jeden Betrieb, so daß die Stellung jedes Mannes in diesen Grundlohnskalen auf Grund von Geschicklichkeit wie auch Charaktereigenschaften ermöglicht wird. Die Grundlage dieses Planes bilden dann eine gestaffelte Sonderzulage für besondere Geschicklichkeit und Arbeitsvollendung. Wir müssen dabei besonders Bedacht nehmen auf unsere Industrie mit halbautomatischer oder automatischer Produktion, die stets die Absicht hat, den schöpferischen Geist in ihrer Arbeiterschaft zu töten; das Feld persönlicher Geschicklichkeit nach Möglichkeit einzuengen und all dir Vorteile auszuschlagen, welche die Industrie ebenso gut von ihre geistigen Betätigung haben könnte, wie von ihren Händen. Und tatsächlich können wir mit Rücksicht auf die Sicherheit unseres Volke nicht ruhig zusehen, wie hier alles Gefühl abgestumpft wird. Wir könne die Produktion nicht vermehren, wenn wir den Arbeitern nicht eine Anreiz geben. Überhaupt können wir keinen Fortschritt machen, so

lange wir nicht die Zusammenarbeit zwischen Arbeitnehmer und Arbeitgeber zustande bringen. In großen Industrien kann diese Gegenseitigkeit der Interessen, die einst bei den kleinen Betrieben bestand, nicht wieder hergestellt werden, wenn sie nicht eine bestimmte Organisation zur Grundlage hat. Die Arbeiterräte als Mittel solcher Organisation haben sich inzwischen stark vermehrt. Wo sie immer gewählt worden sind durch die freie geheime Wahl unter den Arbeitern, wo sie beherrscht sind von dem ursprünglichen Wunsche zu gegenseitiger Zusammenarbeit im Betrieb, haben sie viel Gutes gebracht. Einer der Hauptzüge des so erreichten Vorteiles war, daß man es erreichte, daß viele Vorarbeiter und Werkführer sich vom Sklavenhalter zum überlegenen Vorarbeiter durchmauserten. Viel Gutes war möglich geworden dadurch, daß man die Leute zu schöpferischer Tätigkeit ermutigte, daß man ihren Köpfen wie auch ihren Händen die Möglichkeit gab, an diesen großen Problemen mitzuarbeiten. Die organisierten Arbeiter haben sich zuweilen mancher Form von diesen Arbeiterräten widersetzt, und zwar aus dem Grunde, weil sie fürchteten, daß diese Einrichtungen das allumfassende Gebäude der Arbeiterorganisation niederreißen könnten. Die rein wirtschaftliche Begründung dieser Angst ist in gewissen Fällen entschieden tiefer, als es auf den ersten Blick scheint. Eine der ersten Errungenschaften der organisierten Arbeiterschaft war der Schutz des Arbeiters gegen ausbeuterische Unternehmer, und es ist der Aufmerksamkeit des Arbeitgebers wert, daß zur selben Zeit diese Maßregel den Schutz des menschlich denkenden Arbeitgebers darstellt vor der ungerechten Forderung.

Ich glaube, daß die Ingenieure beim Bau der Brücke mithelfen könnten, die eine Zusammenarbeit ermöglicht, wenn die organisierte Arbeiterschaft, welche bereits einen Grundstein gelegt hat, die einmal aufgenommene Idee der Fabrikräte weiter ausbaut, um so Löhne und Arbeitsbedingungen zu regeln. Auf diese Weise könnten dann große Kräfte freigemacht werden für die Entwicklung der Produktion, wie auch für die Beilegung zufälliger Beschwerden. In diesem dringenden Problem der Verbesserung der Produktion wird ein Punkt von den Theoretikern stets übergangen: Während es sehr leicht ist, festzustellen, daß die Produktionsvermehrung auch gleichzeitig von einer Verminderung der Produktionskosten begleitet ist, und daß sie eine vergrößerte Nachfrage nach Gütern veranlaßt und infolgedessen auch einen höheren Grad von allgemeiner Beschäftigung, so haben doch immerhin die beiderseitigen Versuche in dieser Richtung gezeigt, daß dieser Prozeß der Produktionserhöhung in der Regel von Beschäftigungslosigkeit und Elend begleitet war. In verschiedenen Industrien bedarf es sicher verschiedener Zeiträume, um die Vergrößerung der Produktion in einer niemand störenden Weise durchzuführen. Aber in der Zeit, bis dies erreicht ist, wird mancher Arbeitsmann zusehen müssen, wie sein Kollege plötzlich arbeitslos wird. Die nötigen Verbesserungen können wir erst allmählich zustande bringen, aber, wenn wir es ermöglichen, daß alle Beteiligten zusammenarbeiten an einer schnellen Förderung der Produktionssteigerungen, so müssen wir stets auch die notwendig damit verbundene Arbeitslosigkeit ins Auge fassen und wir müssen es immer und immer wieder sagen, daß die Allgemeinheit es niemals dulden darf, daß die Wohltaten, die Verbesserungen, die verbesserte Lebenshaltung nicht erreicht werden dürfen, indem man die ganze Last, die ihre Durchführung mit sich bringt, nämlich die zeitweise Arbeitslosigkeit, auf die Schultern der wirtschaftlich Schwachen, die Arbeiter, abwälzt.

Zusammenfassend möchte ich noch sagen, es ist gewiß, daß ein großes gemeinsames Interesse zwischen Arbeitgebern und Arbeitnehmern besteht, daß beide in gleicher Weise ein Interesse daran besitzen, daß die Arbeitslosigkeit, sei sie nun durch die Konjunktur oder durch Streiks verursacht, beschränkt wird. Wenn wir eine Erhöhung der Produktion durchführen, eine verbesserte Lebenshaltung erreichen wollen, so müssen wir den Schaffensgeist und die Geschicklichkeit wachhalten und pflegen und dafür sorgen, daß der Arbeitsmann mit Lust und Liebe zu Werke geht. Wirtschaftliche Kämpfe und Zerstörung lösen diese Probleme nicht. Das gewaltige Anschwellen der nationalen Organisation auf beiden Seiten soll und darf nicht als ein Aufmarsch zum Kampfe betrachtet werden. Kämpfe werden, wenn sie auch zuerst noch so sachlich geführt werden, über kurz oder lang in Häßlichkeit und Roheit ausarten. Diese Organisationen auf Arbeiter und Arbeitgeberseite müssen, wenn unsere Wirtschaft vorwärts gehen soll, als eine glückliche Entwicklung einflußreicher Gruppen betrachtet werden, durch deren Geschicklichkeit und gegenseitiges Verständnis die Zusammenarbeit aller zur Lösung dieser großen Frage erreicht wird. Gelingt es uns, diese Zusammenarbeit auf allen Gebieten unseres Wirtschaftslebens herzustellen, so haben wir ein neues Wirtschaftssystem geschaffen, daß weder auf dem schrankenlosen Kapitalismus von Adam Smith beruht, noch auf Marxens sozialistischen Theorien. Dann haben wir einen neuen Ausweg geschaffen, der die persönliche Tüchtigkeit schützt, der stets neuen Mut gibt und vor Ausbeutung wahrt. Dann würden wir dem 20. Jahrhundert ein Geschenk ohne gleichen gegeben haben. Wir gehören nicht zu denen, die gleich die Lösung dieser gewichtigen Fragen in einem Tage sehen möchten, bleibender Fortschritt ist noch nie über Nacht erreicht, aber in ihrer Stellung zwischen Unternehmern und Arbeitern mit ihrer lebenslangen Erfahrung im praktischen Denken, mit ihrer einzigartigen Kenntnis industriellen Werdens, Sie, meine Herren, Sie sind imstande, ihren Teil beizutragen, um unsere Wirtschaft vorwärts zu bringen auf diesem Wege wirklichen Fortschrittes.

Übersetzt von Dipl.-Ing. F Maier.

Obmänner-Sitzung der Reichshochbaunormung.

Am 26. Mai fand in Dresden in den Räumen des Materialprüfungs-Amtes eine Sitzung der Obmänner der Reichshochbaunormung statt. Den Vorsitz führte Ministerialrat Huber, München. Nachdem die Geschäftsstellen Dresden und Berlin über die seit der letzten Tagung in Würzburg geleistete Arbeit berichtet hatten, wurde die Stellung der Reichshochbaunormung im Rahmen der gesamten Baunormung eingehend besprochen. Die Versammlung legte ferner die Ziele und weiteren Aufgaben der Hochbaunormung fest und nahm zu einzelnen Normblattentwürfen Stellung. Behandelt wurden: dreiflügelige Blendrahmenfenster, Zargenfenster, eiserne Fenster, Holz- und Steintreppen, Dachhölzer, Dachsteine, Sinnbilder für Zeichnungen, Grundmaße für Möbel, Holzbautafeln und die Bezeichnung von rechts und links bei Bauteilen.

Als Ort der nächsten Tagung wurde für Mitte September Linz in Aussicht genommen.

Zuschrift.

Wir werden darauf aufmerksam gemacht, daß der in der Veröffentlichung von Geh. Rat de Thierry über den Wettbewerb Basel—Konstanz genannten Entwurf

„Vom Fels zum Meer"

von dem Ingenieurbüro Havestadt-Contag, Berlin-Wilmersdorf, stammt.

Der Entwurf, der zum Ankauf empfohlen wurde, wurde inzwischen auch angekauft. Die Schriftleitung.

PATENTBERICHT.

Wegen der Vorbemerkung (Erläuterung der nachstehenden Angaben) s. Heft 1 vom 15. Januar 1921, S. 30.

A. Bekanntgemachte Anmeldungen.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 6. Mai 1921.

Kl. 37 f, Gr. 3. Z 10 573. Dampfkessel- und Gasometer-Fabrik A.-G. vorm. A. Wilke & Co., Braunschweig. Doppelwandiger Behälter zum Aufbewahren von Flüssigkeiten, bestehend aus einem äußeren Beton- oder Eisenbeton- und einem inneren Blechmantel. 27. VIII. 18.

Kl. 70 e, Gr. 9. D 36 978. Karl Deller, Dillingen a. Donau. Vorrichtung zur Führung von Reißschienen an Reißbrettern. 8. I. 20.

Kl. 80 a, Gr. 29. W 52 849. Paul Wernicke, Eilenburg b. Leipzig, Bahnhofstr. 13. Verfahren zum Pressen von Gegenständen aus Kunststeinmasse. 24. VI. 19.

Kl. 80 b, Gr. 1. B 97 378. Wilhelm Buchholz, Trier, Hommerstr. 32. Verfahren zur Herstellung und Verarbeitung einer leichten Stampfmasse. 15. X. 20.

Kl. 80 b, Gr. 1. M 66 825. Francis David Mulligan, Belfast, Irland; Vertr. H. Springmann, E. Herse u. Fr. Sparkuhle, Pat.-Anwälte, Berlin SW 61. Verfahren zum Wasserdichtmachen von Zement. 15. IX. 19. Großbritannien 31. VII. 18.

Kl. 84 a, Gr. 3. K 72 414. Friedr. Krupp, Akt.-Ges. Grusonwerk, Magdeburg-Buckau. Hubvorrichtung mit durchgehender Welle für Schleusentore, Schützenwehre u. dgl. 24. III. 20.

Kl. 84 d, Gr. 2. W 55 880. Gerhard Wollersheim, Blessem (Rhld.). Bremsvorrichtung der Fahrräder bei Löffelbaggern. 28. VII. 20.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 9. Mai 1921.

Kl. 20 i, Gr. 8. K 75 117. Fa. J. Kaiser, Plettenberg i. W. Gleitstuhl für Weichenzungen. 11. XI. 20.

Kl. 37 b, Gr. 3. Sch 59 933. Heinrich Schmetz, Altenessen, Altenessener Str. 259. Betonsäule für Hohlwände; Zus. z. Pat. 325 256. 15. XI. 20.

Kl. 65 a, Gr. 3. St 31 756. Dipl.-Ing. W. Strelow, Hamburg, Flemingstr. 4. Verfahren zur Herstellung der Schiffsaußenhaut. 26. II. 19.

Kl. 65 a, Gr. 53. S 51 771. Siemens-Schuckertwerke G. m. b. H., Siemensstadt b. Berlin. Einrichtung zum Schleppen von Schiffen mit Hilfe eines Rollengetriebes; Zus. z. Pat. 317 482. 15. XII. 19.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 12. Mai 1921.

Kl. 5 b, Gr. 12. K 74 340. Friedrich Kleemann, Groß Schierstedt u. Fritz Baudach, Aschersleben. Abbauverfahren für den Kalibergbau bei Gewinnung einer Abbaukammer in ganzer Höhe. 7. IX. 20.

Kl. 20 k, Gr. 9. B 94 387. Bergmann-Elektrizitäts-Werke, A.-G., Berlin. Montageverfahren für Kettenfahrleitungen mit aus mehreren Teilstücken zusammengesetzten Hängern. 5. VI. 20.

Kl. 37 a, Gr. 4. P 37495. Lucian Pitsch, Wolmirstedt. Holzriegelwerk mit Ausmauerung aus hochkant gestellten Steinen. 1. III. 19.
Kl. 37 a, Gr. 4. C 27858. Lydia Patentwaren-Vertrieb G. m. b. H., Charlottenburg. Holzfachwerkwand. 24. II. 19.
Kl. 84 a, Gr. 2. H 68856. Carl Hauer, Hamburg, Heinickestr. 1. Prismatischer Formstein für Uferbauten u. dgl. mit Nuten und Rippen parallel zur Stirnfläche. 25. VIII 15.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 17. Mai 1921.

Kl. 5 c, Gr. 4. P 38177. Heinrich Stöcker, Bauunternehmung, Köln-Mülheim, Schachtauskleidung aus Eisenbeton. 4. VIII. 19.
Kl. 19 a, Gr. 28. M 69412. Maschinenfabrik Hasenclever A.-G., Düsseldorf. Auslegergleisrückmaschine. 25. V. 20.
Kl. 20 d. Gr. 1. K 73543. Dr.-Ing. A. Kleinlogel, Darmstadt, Roßdörfer Str. 102. Eisenbeton-Untergestell für Eisenbahnwagen. 24. VI. 20.
Kl. 20 i, Gr. 28. A 34905. Allgemeine Elektrizitäts-Gesellschaft, Berlin. Motorblockantrieb. 14. II. 21.
Kl. 37 b, Gr. 3. P 37960. Emil Prüß, Berlin-Johannisthal, Sternplatz 6. Betonstütze. 24. VI. 19.
Kl. 37 b, Gr. 5. D 36899. David Dunbar, Glasgow, Schottland; Vertr.: H. Springmann, E. Herse u. Fr. Sparkuhle, Pat.-Anwälte, Berlin SW 61. Vorrichtung zur Befestigung von Holzlatten an Wänden. 23. XII. 19. Großbritannien. 30. XII. 18.
Kl. 37 e, Gr. 9. F 42720. Paul Fuchs, München, Ottostr. 5. Verschalung aus Blechplatten. 21. 1. 18.
Kl. 65 b, Gr. 1. M 72293. Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg A.-G., Nürnberg. Schiffsaufschleppvorrichtung. 26. I. 21.
Kl. 80 b, Gr. 1. Q 1137. Ernst Sture Qvidinger, Stockholm; Vertr.: Dr. G. Winterfeld, Pat.-Anw., Berlin SW 61. Säurefester Mörtel. 20. XII. 20. Schweden 20. XII. 19.
Kl. 80 b, Gr. 3. N 18850. Ernst Natho, Essen-Bredeney, Bredeneyer Str. 3, u. Dr. Franz Wolf, Bochum i. W., Friderikastr. 52. Verfahren zur Herstellung von Zement. 31. V. 20.
Kl. 80 b, Gr. 9. M 70063. Hans Christian Meurer, Berlin-Tempelhof, Schönburgstr. 8. Verfahren zur Herstellung von Wandungen oder Ziegeln aus gelockertem Torffaserstoff und Ton (Lehm). 10. VII. 20.
Kl. 84 d, Gr. 2. Sch 55921. August Scheuchzer, Renens b. Lausanne, Schweiz; Vertr.: F. A. Hoppen, Pat.-Anw., Berlin SW 68. Bagger. 13. VIII. 19. Schweiz 2. XI. 17 u. 12. III. 19.
Kl. 85 c, Gr. 6. N 18043. Walter Nax, Berlin-Lichterfelde, Berliner Str. 51. Einrichtung zur Entfernung des Schwimmschlamms aus Abwasserreinigungsanlagen. 26. VII. 19.

B. Erteilte Patente.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 9. Mai 1921.

Kl. 5 d, Gr. 8. 338116. Svenska Diamantbergborrnings-Aktiebolaget, Stockholm; Vertr.: Dr. H. Fried, Pat.-Anw., Berlin SW 61. Einrichtung zum Feststellen der Neigung von Bohrlöchern. 11. XI. 20. S 54721. Schweden 6. XI. 18.
Kl. 37 b, Gr. 1. 338204. Arno Anke, Mannheim-Waldhof, Am grünen Haag 16. Baustein mit mehreren im Querschnitt nebeneinanderliegenden Hohlräumen. 1. VI. 20. A 33508.
Kl. 37 b, Gr. 3. 338126. Breest & Co., Berlin. Stoßkonstruktion für die aus I-Eisen bestehenden Gurtstäbe in den Knotenpunkten von Gitterträgern. 19. IX. 19. B 90849.
Kl. 37 b, Gr. 5. 338127. Dipl.-Ing. Max Fiebig, Breslau, Lehmgrubenstr. 3. Ringdübel für Holzverbände. 10. I. 20. F 46012.
Kl. 37 b, Gr. 5. 338205. Arthur Schmidt, Guxhagen, Kr. Melsungen. Holzverbindung mittels Rohrdübels. 12. XI. 19. Sch 56765.
Kl. 80 a, Gr. 13. 338220. Dipl.-Ing. Oskar Schulze, Eisleben, Hallesche Str. 40. Maschine zum Feststampfen, Abstreichen und Glätten von Kunststeinplatten, Dachziegeln u. dgl.; Zus. z. Pat. 332995. 7. III. 13. Sch 43287.
Kl. 80 b, Gr. 1. 338221. Max Rüdiger, Hamburg, Langereihe 29. Beton für Schiffbauzwecke. 4. II. 19. R 47118.
Kl. 84 a, Gr. 4. 338222. Siemens & Halske Akt.-Ges., Siemensstadt b. Berlin. Überfallturm für Talsperren. 5. XI. 18. S 49186.
Kl. 84 a, Gr. 5. 338106. Baugesellschaft Möbus & Co. G. m. b. H., Charlottenburg. Dalbe für Häfen und Wasserstraßen 1. III. 19. B 88616.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 17. Mai 1921.

Kl. 37 d, Gr. 32. 338384. Sibanal Industrie-Einkaufs- u. Verwertungs-G. m. b. H., Berlin. Fahrbares Gerät zur Herstellung von Wandverputz mittels Preßluft u. dgl. 7. IX. 19. W 53355.
Kl. 65 a, Gr. 58. 338400. Siemens & Halske Akt.-Ges., Siemensstadt b. Berlin. Prüfeinrichtung für Empfangsanordnungen in Anlagen zur elektrischen Kennzeichnung von Schiffahrtsstraßen; Zus. z. Pat. 337872. 24. X. 19. S 51343.
Kl. 80 b, Gr. 15. 338351. Fritz Burkhardt, Halle a. S., Krausenstr. 12. Verfahren zur Herstellung von witterungsbeständigem, ausschlagfreiem Kunstmarmor, Kunststein und Kunststeinmöbel. 5. X. 19. B 91120.
Kl. 80 d, Gr. 1. 338352. Siemens-Schuckertwerke G. m. b. H., Siemensstadt bei Berlin. Bohrstangenbefestigung für Gesteindrehbohrmaschinen. 12. V. 20. S 53004.
Kl. 80 d, Gr. 1. 338470. Alfred Stapf, Berlin, Lützowstr. 62, u. Hans Hundrieser, Berlin-Halensee, Joachim-Friedrichstr. 27. Gesteinsbohrer. 4. V. 17. St 30515.
Kl. 84 a, Gr. 3. 338545. Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg, A.-G., Nürnberg. Antriebvorrichtung für wagerecht geteilte Stauschützen usw. 27. III. 20. M 68715.
Kl. 85 b, Gr. 3. 338353. Hans Balcke, Charlottenburg, Savignyplatz 7, u. Dipl.-Ing. Robert Schumann, Düsseldorf, Poststr. 5. Vorrichtung zur Überwachung des Säurezusatzes zum Wasser in Wasservergütungsanlagen. 28. IX. 19. B 90982.

EHRENPROMOTION.

Auf einstimmigen Antrag ihrer Bauingenieur-Abteilung hat die Technische Hochschule Braunschweig den Fabrikbesitzer Wilhelm Langelott, Inhaber der Firma Windschild & Langelott in Dresden, zum Doktor-Ingenieur ehrenhalber promoviert. Mehr als ein Vierteljahrhundert ist Dr. Langelott in seiner Firma tätig; in ihr und durch sie hat er in zielbewußter und weitschauender Arbeit den Beton- und Eisenbetonbau großzügig gefördert, und zwar sowohl durch vorbildliche Bauausführungen, namentlich im Osten des Reiches, als auch durch eigene wertvolle Untersuchungen und seine rege Anteilnahme und Mithilfe bei dem planmäßigen Ausbau der Forschungsarbeiten im Gebiete des Beton- und Verbundbaues. Gehörte doch Dr. Langelott zu den Männern, die schon in früher Zeit davon durchdrungen waren, daß der deutsche Beton- und Verbundbau nur auf dem Fundamente eingehendster Forschungsarbeit aufgebaut werden könne — eine Erkenntnis, die ihn schon vor mehr als 20 Jahren zur Errichtung seines Fabriklaboratoriums in Cossebaude-Dresden leitete, in dem ausgedehnte Versuche mit den Rohstoffen des Betonbaues ausgeführt wurden, um hieran weitere Forschungen über die Dichtigkeit, Festigkeit und allgemeine Bewährung des Betons und der aus ihm gewonnenen Konstruktionsteile zu schließen. Und was Dr. Langelott hier an seiner Arbeitsstätte anregte und erforschte, machte er in uneigennützigster Weise durch Vorführung in Fachkreisen oder Ausstellungen zum Allgemeingut der Technik. In gleicher Weise gelang es ihm, in der Praxis den Beton-, namentlich den Verbundbau zu fördern. Die für ihre Zeit hochbedeutsamen Brücken über die Warthe bei Neustadt mit der damals (1907) für eine Balkenbrücke immerhin kühnen Spannweite von 21 m, desgleichen die Victoriabrücke über die Brahe in Bromberg (Stützweite 37,5 m), die gewaltige Überbrückung des Möhnetals bei Körbecke mit 520 m Länge und einer Höhe von 22 m über der Talsohle u. a. m. sind Marksteine in der Entwicklung des Eisenbetonbrückenbaues, mit denen der Name Langelott dauernd verknüpft ist.

Daneben aber erkannte Langclott, daß die Technik nur auf guter wirtschaftlicher Grundlage gedeihen könne, und in seiner vielgestaltigen Arbeit auf technisch-wirtschaftlichem Gebiete liegt wohl heute seine Hauptstärke, sein von allen Seiten anerkanntes hervorragendes Verdienst. Seit der Gründung des Betonvereins dessen Mitglied, seit langen Jahren dessen 2. Vorsitzender, hat er eine große Anzahl wirtschaftlich-technischer Verbände mit gegründet, zum Teil selbst ins Leben gerufen, ist er ihnen allen mehr als ein getreuer Berater, vielfach der anerkannte Führer geworden. In diesem Sinne sei nur erinnert an seine Mitarbeit im Bezirksausschusse des Arbeitgeberverbandes für das Baugewerbe, an den Deutschen Arbeitgeberbund für das Baugewerbe, an den Betonbauarbeitgeberverband — das ureigenste Werk von Langelott und Wolle, — an den Zementverbraucherverband, den Betonwirtschaftsverband u. a. m. Schon diese kurzen Andeutungen zeigen, in wie hohem Ausmaße Dr. Langelott stets seine Kraft und seine Zeit in den Dienst der Allgemeinheit gestellt hat und so wird denn auch heute die wohlverdiente höchste akademische Ehrung bei allen, die Dr. Langelotts rastlose Arbeit für die deutsche Bauindustrie zu würdigen vermögen, Freude und Genugtuung auslösen. M. F.

Für die Schriftleitung verantwortlich: Geheimrat Dr.-Ing. E. h. M. Foerster, Dresden. — Verlag von Julius Springer in Berlin W.
Druck von H. S. Hermann & Co., Berlin SW 19, Beuthstrasse 8.

DER BAUINGENIEUR

2. Jahrgang 31. Juli 1921 Heft 14

NEUERE AUSFÜHRUNGEN TRÄGERLOSER PILZDECKEN.

Von Dr.-Ing. H. Marcus, Direktor der Huta, Hoch- und Tiefbau-Aktiengesellschaft.

Nach dem Vortrag, gehalten auf der 24. Hauptversammlung des Deutschen Beton-Vereins, 1921 in Berlin.

Bei der vorletzten Hauptversammlung des Deutschen Beton-Vereins in Nürnberg habe ich über die wissenschaftlichen Grundlagen der Spannungsermittelung und der Querschnittsbemessung trägerloser Pilzdecken berichtet, die Zuverlässigkeit der von den amerikanischen Ingenieuren angewandten Rechnungsverfahren einer Prüfung unterzogen und die Bedingungen für eine einwandfreie Bestimmung der Tragfähigkeit und eine wirtschaftliche Ausgestaltung dieser Decken erläutert.[1])

Im Anschluß an diese Ausführungen sollen nun als Gegenbild der amerikanischen Ausführungen die neueren von der HUTA Hoch- und Tiefbau-Aktiengesellschaft in Deutschland gebauten Decken gezeigt und hierbei insbesondere die für die Ausbildung und die Herstellung der trägerlosen Decken maßgebenden Fragen in großen Zügen behandelt werden.

Die trägerlosen Pilzdecken bestehen aus mehrfach bewehrten Eisenbetonplatten, die ohne jegliche Unterstützung durch Balken und Unterzüge unmittelbar auf Eisenbetonsäulen aufruhen: Die letzteren werden am Kopfe, um die Auflagerfläche zu vergrößern, pilzartig erweitert (Abb. 1).

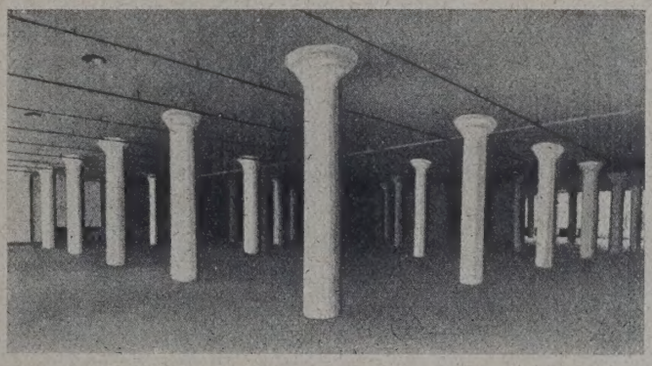


Abb. 1.

Durch das Fortfallen der sonst bei den bisher üblichen Ausführungen unter der Decke hervortretenden Längs- und Querträger werden eine bessere Licht- und Luftverteilung erzielt, die Ansammlung von Staub verhindert und eine glatte Durchführung des Leitungsnetzes und der Transmissionen in jeder Richtung ermöglicht. Hierzu kommt noch, daß die lichte Raumhöhe, welche durch Unterzüge nicht begrenzt wird, besser ausgenützt, die Stockwerkshöhe daher eingeschränkt und mithin auch der Umfang der Umfassungswände, besonders bei mehrstöckigen Bauten, merklich verkleinert werden kann.

Die Pilzdecken bieten außerdem den Vorteil, daß ihre Einschalung infolge der glatten Untersicht wesentlich einfacher ist, als diejenige der Balkendecken, und daß die Verminderung des Arbeitsaufwandes und des Holzverbrauches eine Verringerung der Herstellungskosten gestattet.

Diese technischen und wirtschaftlichen Vorzüge haben zu einer weiten Verbreitung der Pilzdecken in Amerika, insbesondere bei Lager-, Kühl- und Geschäftshäusern und Fabrikgebäuden geführt, und als Folge dieser Entwicklung werden bei großen Spannweiten, ausgedehnten Deckenflächen und hohen Nutzlasten die Balkendecken in den meisten Fällen durch die Pilzdecken verdrängt.

Für die Beurteilung der statischen Eigenart und der Tragfähigkeit der Decken sind die Stärken und die Verteilung der Bewehrung sowie die Art der Ausbildung des Stützenkopfes von ausschlaggebender Bedeutung.

Die in Amerika früher fast ausschließlich und heute noch am meisten angewandte Anordnung besteht, wie aus der Abbildung 2 zu ersehen ist, aus 4 Scharen von Längs-, Quer- und Diagonaleisen, die sich über dem Stützenkopf kreuzen; an der gleichen Stelle werden entweder die Rand- oder die Diagonaleisen der Reihe nach gestoßen und durch die Übergriffe somit die Bewehrungsmenge verstärkt.

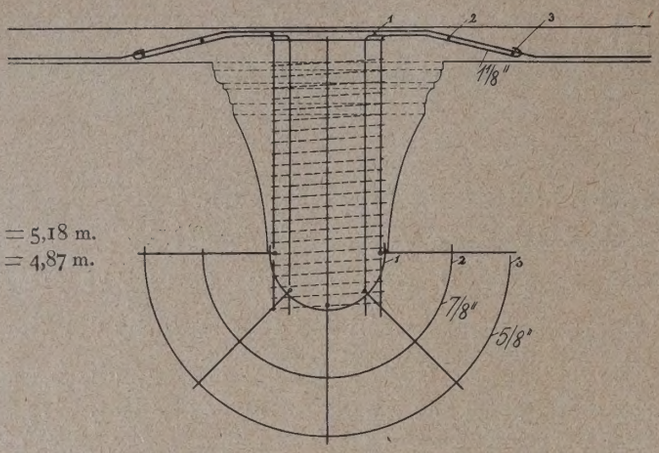
Dieser Art der Eisenführung liegt die Vorstellung zugrunde, daß die Decke eigentlich nicht als Platte wirkt, sondern durch ein Gerippe von Balken ersetzt werden kann, die in der Deckenfläche selbst angeordnet sind und sich unmittelbar von Stütze zu Stütze spannen. In einzelnen Bereichen der Platte verlaufen die Eisen nur in einer Richtung, und es ist für die Aufnahme der senkrecht zu dieser Richtung auftretenden Biegungsspannung keinerlei Vorsorge getroffen; ein Mangel, der bereits bei Probebelastungen mit hohen Nutzlasten die frühzeitige Entstehung von Rissen zur Folge gehabt hat.

Als besonders bedenklich muß auch der Umstand bezeichnet werden, daß am oberen Rand der Platte zur Aufnahme der negativen Stützmomente, die bei gleichzeitiger Belastung benachbarter Felder in den Querschnitten längs der Stützenachse entstehen, in der Randmitte überhaupt keine Bewehrung vorhanden ist.

Die Verwendung dieser mehrfachen Scharen von Eiseneinlagen bedingt im Bereiche des Stützenkopfes eine starke Anhäufung der Bewehrung in 4 verschiedenen Lagen. An dieser Stelle treten noch die in der Deckenfläche umgebogenen Stützeneisen, welche zur Aufnahme der Radialbiegungsspannungen dienen sollen und die konzentrischen Eisenringe, welche für die Übernahme der tangentialen Biegungsspannungen bestimmt sind, hinzu. Die Lage und die Gestalt dieser Radial- und Ringeisen sind die besonderen Merkmale der Bauart Turner (vergl. Abb. 3) und sollen eine außergewöhnliche Steifigkeit des Stützenkopfes gewährleisten. Diese mehrfache Kreuzung ist aber für die Herstellung der Decken insofern nachteilig, als eine lückenlose Umhüllung des engmaschigen Eisengeflechtes außerordentlich erschwert und die Rißsicherheit der Querschnitte, welche die größten Spannungen aufzunehmen haben, ungünstig beeinflußt wird. Die bei fertigen Bauten während der Probebelastung vorgenommenen Dehnungsmessungen haben auch gezeigt, daß eine gleichmäßige Beanspruchung benachbarter Eisen nicht gewährleistet werden kann.

An dieses amerikanische Vorbild lehnt sich die bauliche Ausbildung der ersten, in Deutschland von einer Hamburger Unternehmung im Jahre 1914 ausgeführten Pilzdecke. Wohl

[1]) Eine abgekürzte Wiedergabe des Vortrages über die Tragfähigkeit und für Wirtschaftlichkeit trägerloser Pilzdecken ist in den Mitteilungen der Deutschen Bauzeitung, Jahrgang 1919, Heft 23 und 24, erschienen.



Spannweite $l_1 = 5{,}18$ m.
„ $l_2 = 4{,}87$ m.

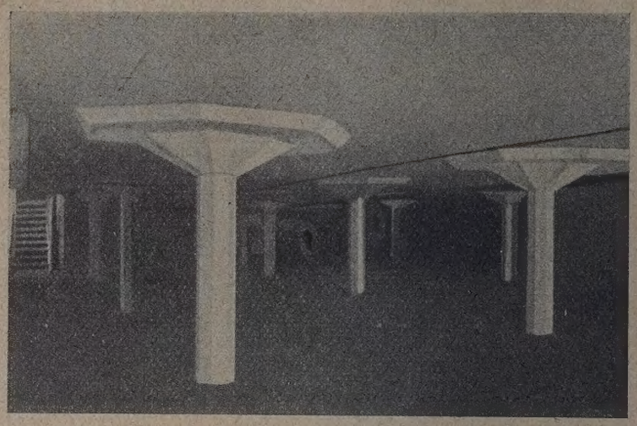


Abb. 4.

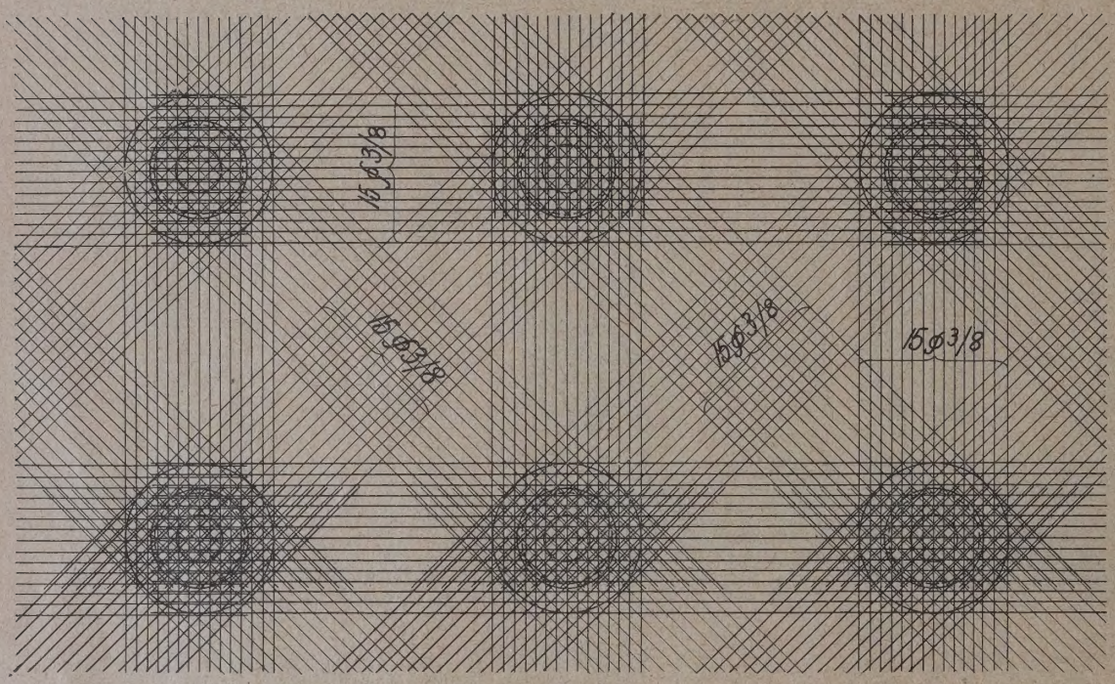


Abb. 2. Pilzdecke Bauart Turner. Gebäude der Northwestern Glass Company in Minneapolis.

um eine größere Sicherheit zu erzielen, ist hierbei außer den Längs-, Quer- und Diagonaleisen nicht allein über den Stützenköpfen, sondern auch in der Plattenmitte eine Ringbewehrung angeordnet worden. Die Wahl der Eisenführung wurde durch die Annahme bedingt, daß sich die Spannungsverteilung in den Pilzdecken nach ähnlichen Gesetzen vollzieht, wie bei kreisförmigen Platten, die in der Stützenmitte jeweils aufruhen würden, während an ihren Rändern kreisförmige Platten, deren Mittelpunkt in der Plattenmitte liegt, angehängt sein sollen, eine Voraussetzung, die bei bestimmten Belastungsfällen ausreicht und bei wechselnden Laststellungen nur teilweise zutrifft. Im Gegensatz zu der vorher gezeigten amerikanischen Ausführung kann es als eine Eigentümlichkeit dieser ersten Bauart bezeichnet werden, daß zur Aufnahme der Normalspannungen in allen möglichen Richtungen eher zu viel als zu wenig Eisenscharen angeordnet worden sind. Die Zerlegung der Decke in einzelne kreisförmige Platten hat

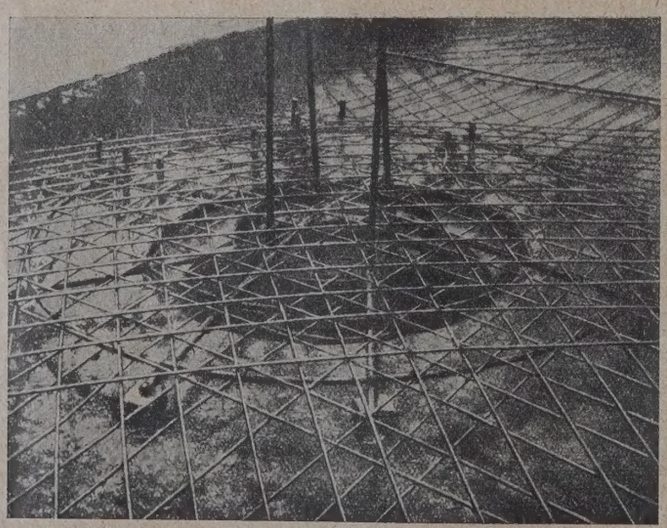


Abb. 3. Bewehrung des Stützenkopfes.

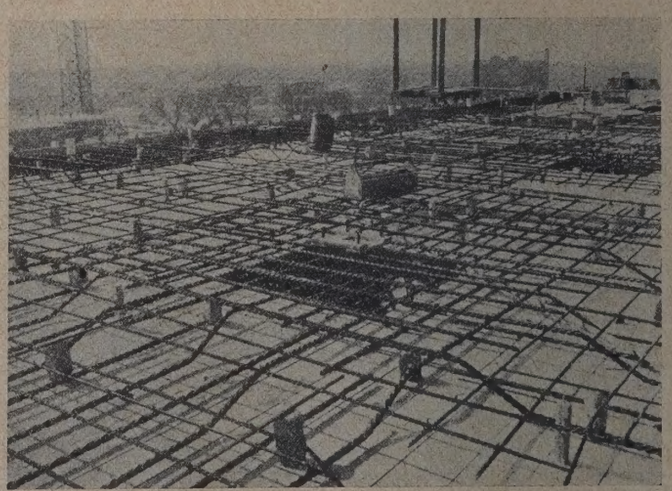


Abb. 5.

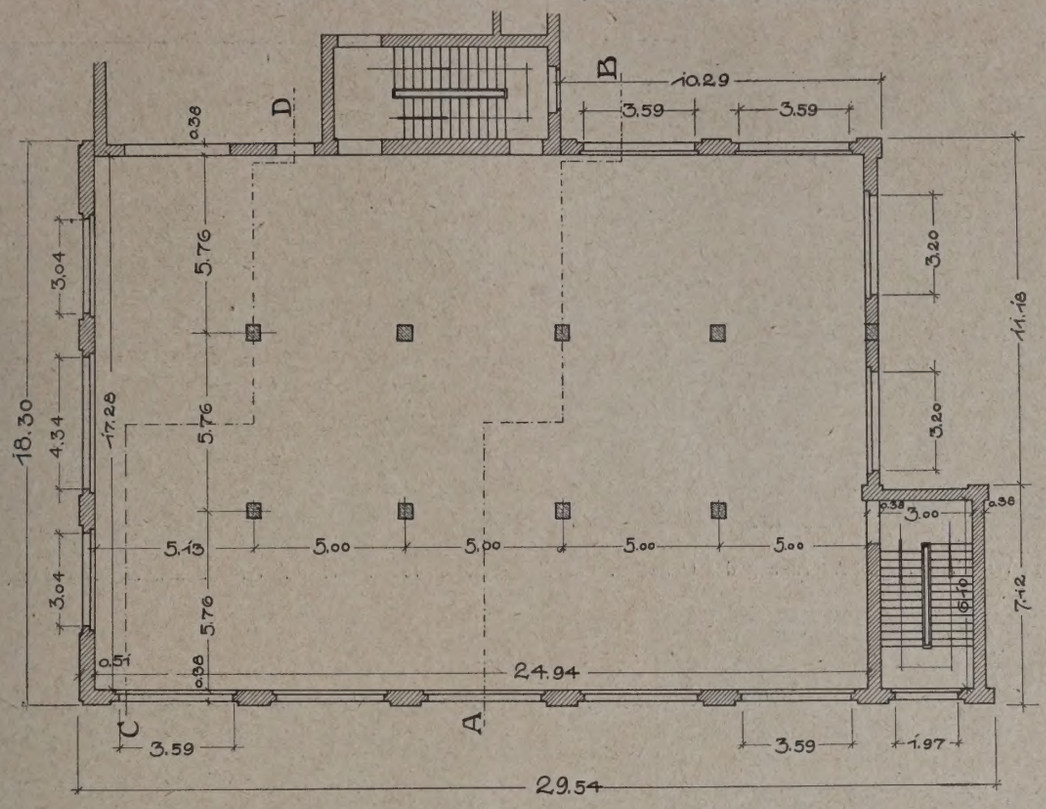
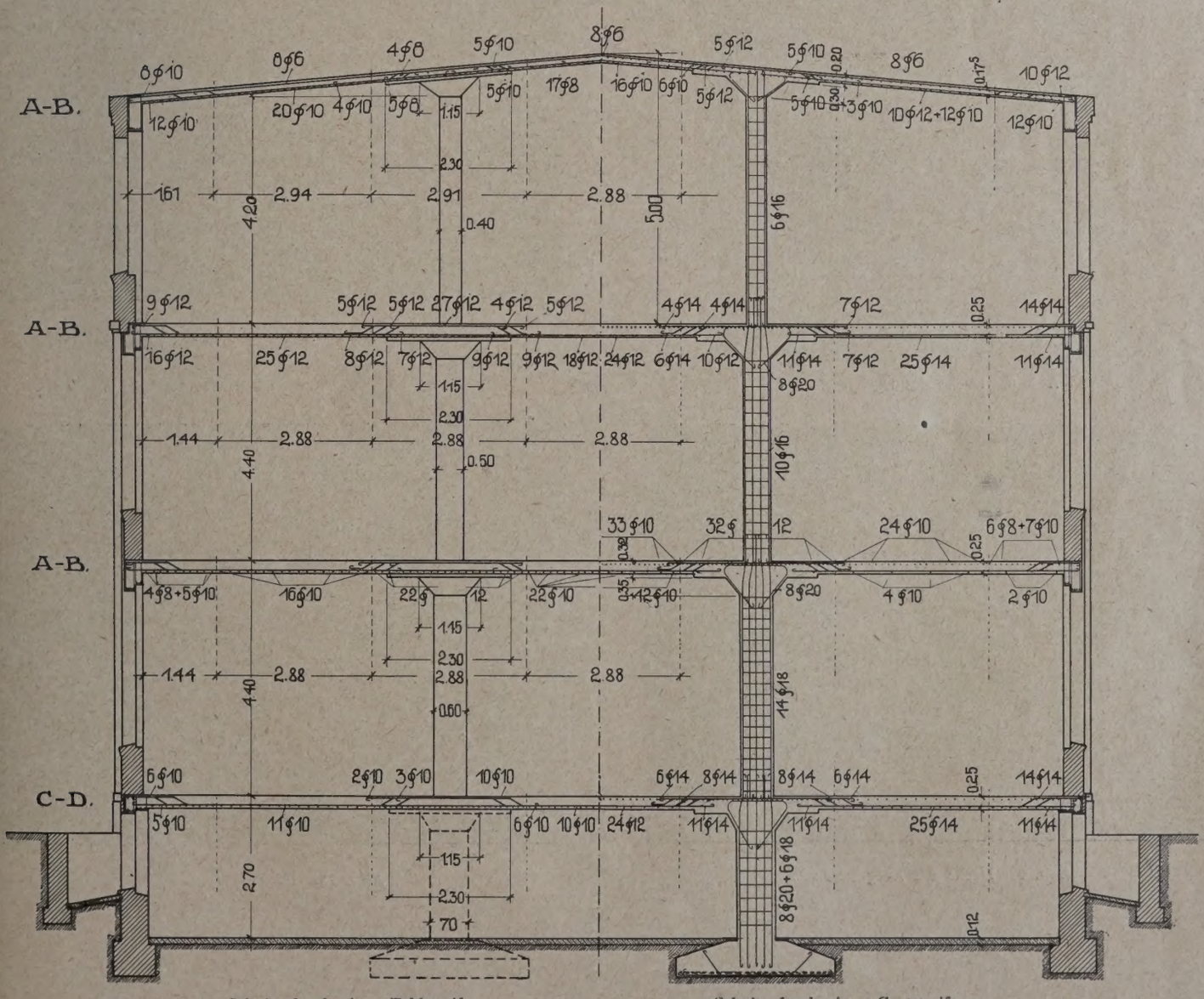


Abb. 6. Kabelwerk Wilhelminenhof, Berlin-Oberschöneweide. Grundriß des 1. Obergeschosses.



Schnitt durch einen Feldstreifen. Schnitt durch einen Gurtstreifen.

Abb. 6a. Kabelwerk Wilhelminenhof.

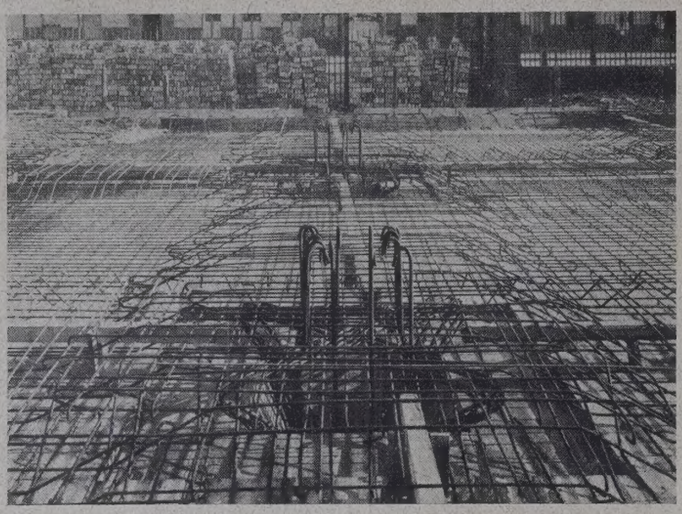


Abb. 7. Kabelwerk Wilhelminenhof. Anordnung des Geflechts.

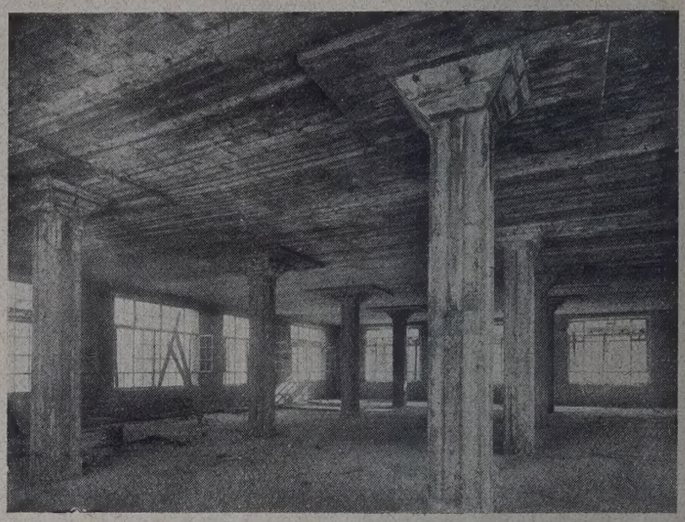


Abb. 10. Kabelwerk Wilhelminenhof. Anordnung des Geflechtes.

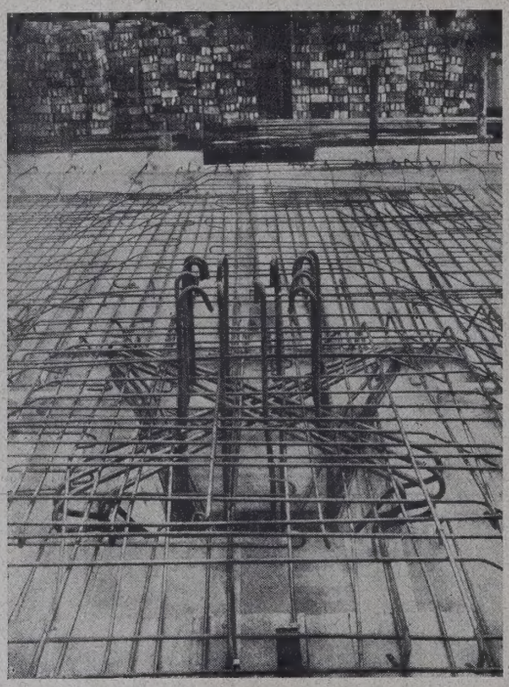


Abb. 8. Decke des Dachgeschosses.

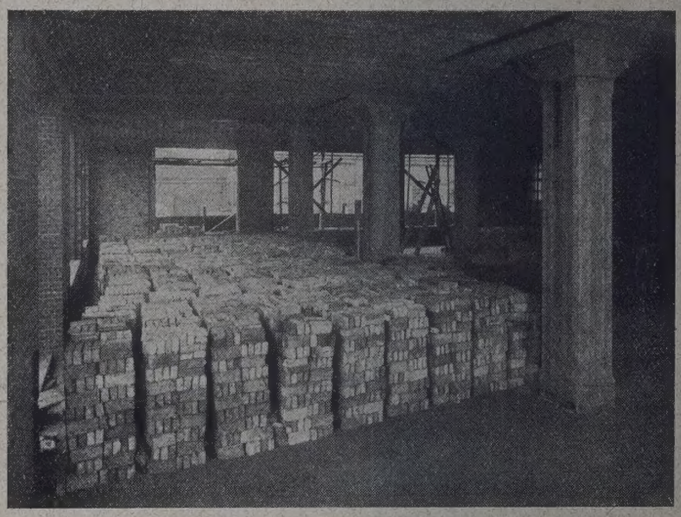


Abb. 11. Obergeschoss.

Abb. 9. Decke des Erdgeschosses.

Abb. 12. Kellerdecke.

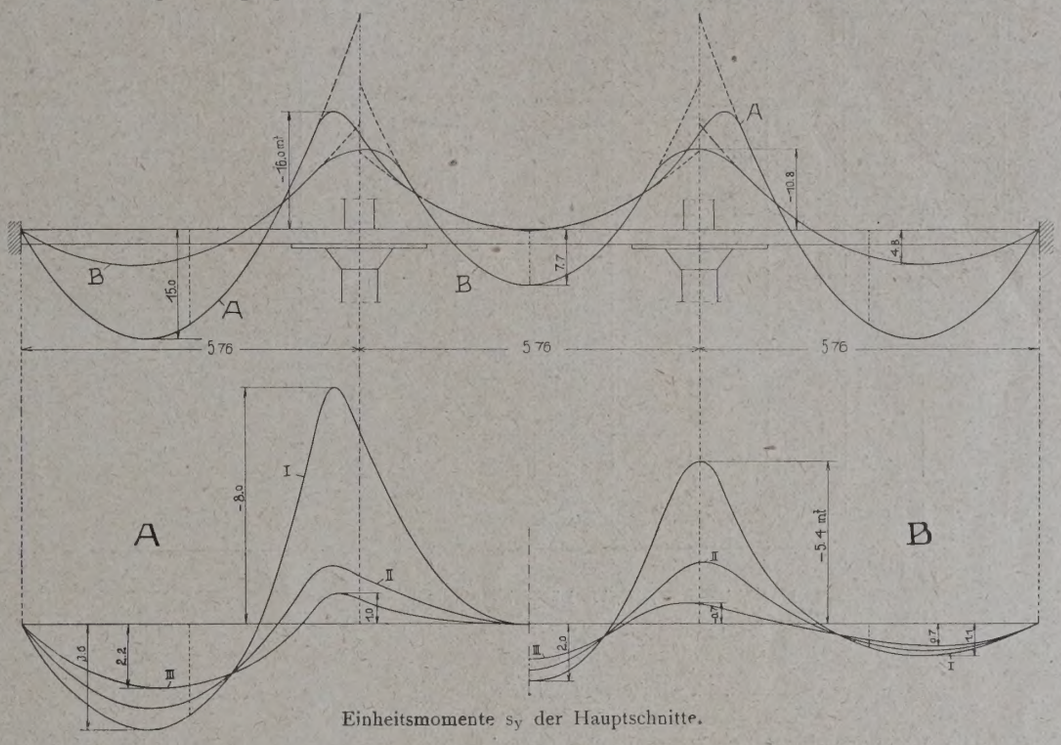
zu einer ausgedehnten Verstärkung der Decke und zu einer übermäßigen pilzartigen Erweiterung des Stützenkopfes geführt. Von dem Vorteil einer glatten Untersicht ist unter diesen Umständen wie aus der Abb. 4 ersichtlich ist, nicht viel übrig geblieben.

Die Erkenntnis, daß zwei Scharen sich rechtwinklig kreuzender Eiseneinlagen genügen müßten, um die in allen Richtungen auftretenden Spannungen aufzunehmen, hat bereits auch in Amerika zur Verwendung des sogenannten Zweibahnensystems geführt. Wie aus der Abb. 5 zu ersehen ist, wird die gesamte Bewehrung nur in der Längs- und in der Querrichtung angeordnet. Diese Verteilung der Eiseneinlagen ist mit dem Vorteil verknüpft, daß einerseits die Flechtarbeit vereinfacht, eine sorgfältige Betonierung ermöglicht und anderseits eine bessere Anpassung der Bewehrungsstärke an die jeweils auftretenden Hauptbiegungsspannungen erzielt wird.

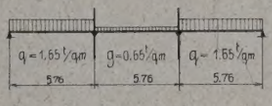
Die im letzten Jahre von der Hoch- und Tiefbau-Aktiengesellschaft HUTA gebauten Pilzdecken sind auf Grund des Zweibahnsystems entworfen. Als erste Anwendung dürften die beim Erweiterungsbau des Kabelwerkes Wilhelminenhof-Aktiengesellschaft in Oberschöneweide bei Berlin hergestellten Decken einiges Interesse bieten und mögen daher in ihren wichtigsten Einzelheiten kurz besprochen werden.

Das Gebäude weist eine Grundfläche von 472 qm auf, die durch 8 Stützen in Felder von 5 m Länge und 5,76 m Breite geteilt wird (Abb. 6). In 4 Geschossen sind trägerlose Decken ausgeführt worden. Die 3 unteren Geschoßdecken sind bei einer Stärke von nur 25 cm für eine Nutzlast von 1000 kg/qm bemessen. Bei den Dachdecken ist, um eine ausreichende Steifigkeit zu erzielen, eine Deckenstärke von 16½ cm gewählt worden, obgleich zur Aufnahme der geringen Auflast eine kleinere Querschnittshöhe wohl ausgereicht hätte.

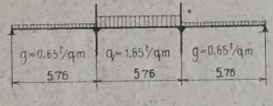
Darstellung der Biegungsmomente in den Querebenen. Gesamtmomente für eine Feldbreite von 5,00 m.



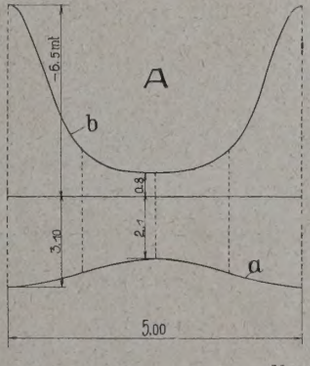
Einheitsmomente s_y der Hauptschnitte.

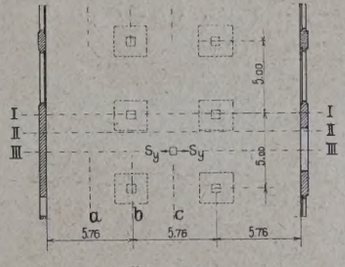


Belastungsfall A.

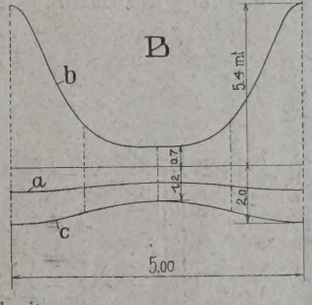


Belastungsfall B.





Übersicht.



Verteilung der Einheitsmomente s_y auf die Feldbreite.

Abb. 13.

Der Querschnitt in Abb. 6a zeigt die Einzelheiten der Bewehrung. Hinsichtlich der Querschnittsbemessung sind in den Platten zwei Hauptbereiche zu unterscheiden. Die größten Biegungs- und Scherspannungen sind von den sogenannten Gurtstreifen, welche die Stützen unmittelbar miteinander verbinden, aufzunehmen. Diese Streifen werden biegungsfest an die Säulen angeschlossen und bilden mit den letzteren räumliche Stockwerksrahmen. Durch die Anordnung einer Grundplatte oberhalb des Stützenkopfes wird die Auflagerfläche der Decken vergrößert, die freie Spannweite verkleinert und die Steifigkeit der Riegel dieser Rahmen wesentlich erhöht.

Die zwischen den Gurtstreifen liegenden Plattenabschnitte, die als Feldstreifen gekennzeichnet werden, kreuzen die Stützen an keiner Stelle und wirken als durchlaufende Träger mit elastisch nachgiebigen Stützpunkten. Infolge ihrer geringeren Steifigkeit haben sie in der Plattenmitte und vor allem in der Randmitte wesentlich geringere Normalspannungen als die benachbarten Gurtstreifen aufzunehmen.

Dieser Unterschied in der Spannungsverteilung kommt auch in der Bewehrungsmenge zum Vorschein. Ein Gurtstreifen mit der halben Feldlänge als Breite ist beispielsweise in der Querrichtung mit 25 R.E. Ø 14 im Außenfeld und mit 24 R.E. Ø 12 im Mittelfeld bewehrt, während die benachbarten Feldstreifen nur 25 R.E. Ø 12 bzw. 18 R.E. Ø 12 aufzuweisen haben.

Die gesamte Bewehrungsmenge für die Decke von 1000 kg/qm Nutzlast hat im Durchschnitt einen Flächeninhalt von ¾ vH des Betonquerschnittes und ist, obgleich sie vielleicht dicht verteilt erscheint, weder hinsichtlich der Stärke, noch hinsichtlich der Anzahl der Eiseneinlagen größer als diejenigen der normalen, kreuzweise bewehrten Decke.

Die Anordnung des Geflechtes und die Ausführung wird durch die Abb. 7 u. 8 veranschaulicht. Sie zeigen die Aufstellung der Bewehrung eines Gurtstreifens und das Eisengerippe eines Stützenkopfes und schließlich das Gesamtbild der Bewehrung einer Decke.

geschoß bei einer Stockwerkshöhe von nur 2,70 m der Vorteil der großen Lichthöhe von 2,45 m hervor.

Die Querschnittsbemessung und die Ermittelung der Beanspruchungen stützen sich auf die mathematische Theorie der elastischen Platte und die auf umfangreichen

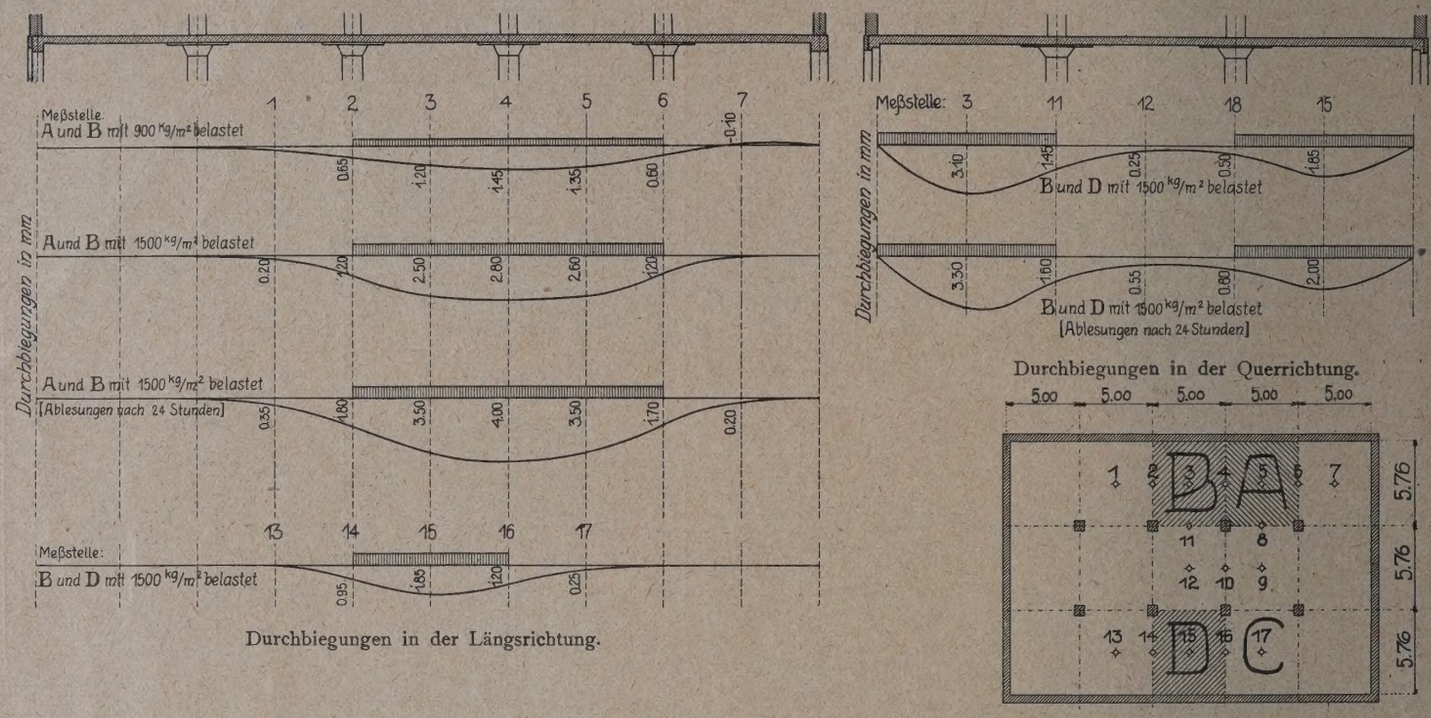


Abb. 14. Kabelwerk Wilhelminenhof; Meßergebnisse der Probebelastungen der Kellerdecke.

Die Eigenart der trägerlosen Decke tritt in der Raumwirkung besonders hervor. Die Abb. 9, 10, 11 u. 12 sind nach der Ausschalung, bevor die Decken verputzt wurden, aufgenommen worden. Sie zeigen der Reihe nach das Dachgeschoß mit den schlanken Stützen, das Obergeschoß mit den Säulen von normaler Stärke, das Erdgeschoß mit den kräftigeren Stützen und das Kellergeschoß mit den stärksten Pfeilern. Während in den Obergeschossen die außerordentlich gute Belichtung der Räume zu erkennen ist, tritt beim Keller-

wissenschaftlichen Vorarbeiten, deren Ergebnisse in meinem Vortrag in Nürnberg 1919 besprochen worden sind.

Die Spannungsverteilung wird insbesondere durch den Verlauf der Biegungsmomente gekennzeichnet. Die Abb. 13 zeigt die gesamten Momente, welche in der Querrichtung von

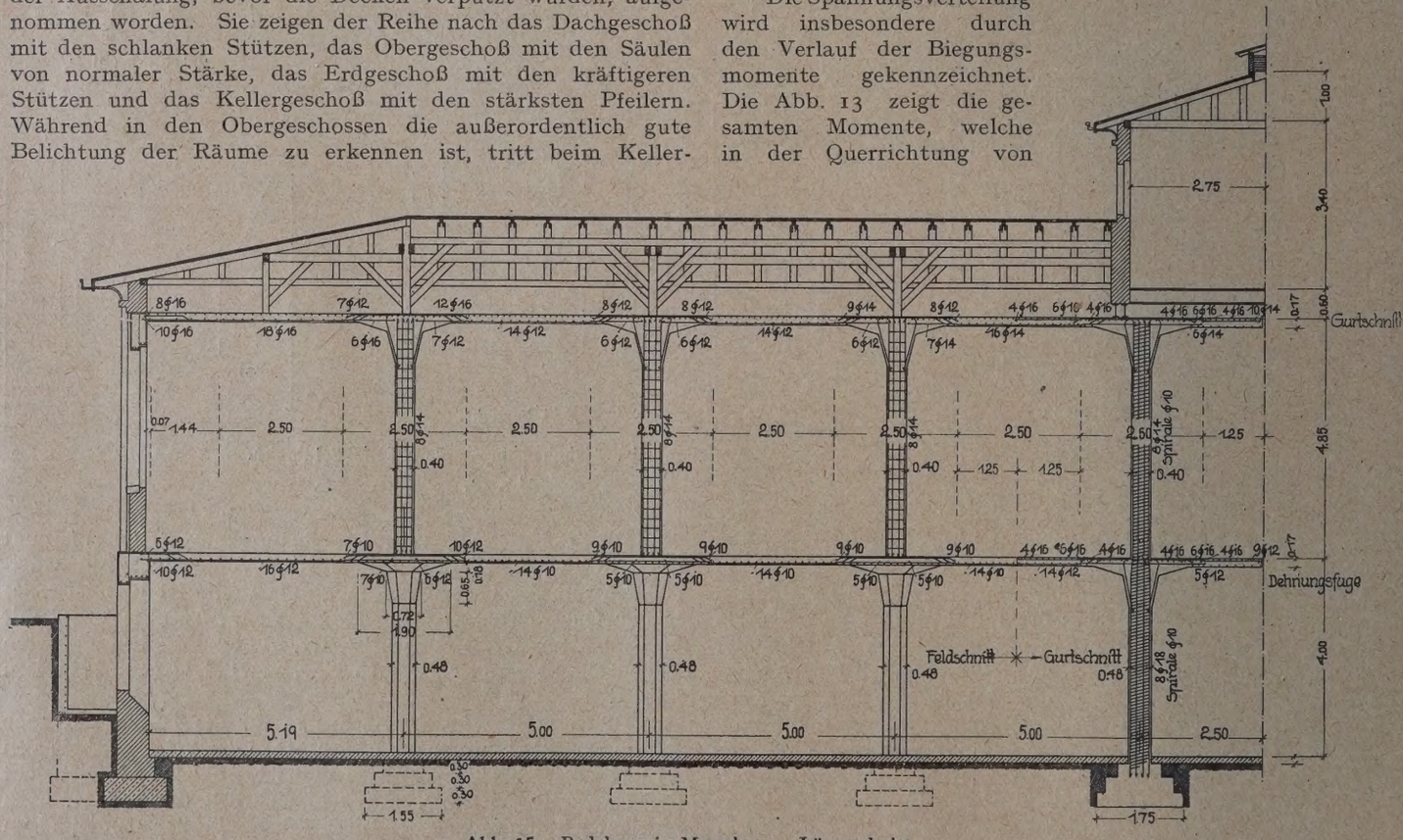


Abb. 15. Badehaus in Merseburg. Längsschnitt.

einem Deckenstreifen, dessen Breite gleich dem Stützenabstand ist, aufgenommen werden müssen. Als ungünstigster Belastungsfall kommt hierbei entweder die ausschließliche Belastung der beiden äußeren Längsreihen oder die Belastung der mittleren Feldreihe in Betracht. Die Verteilung dieser Momente auf die einzelnen Querschnitte wird durch die zugehörigen Momentenlinien veranschaulicht. Man erkennt, daß infolge der starken Erweiterung der Stützenköpfe und infolge der rahmenartigen Verbindung mit den Säulen die negativen Biegungsmomente sich vom Mittelpunkt der Stütze aus auf einen ausgedehnten Bereich verteilen, und daß die Gurtstreifen erheblich höhere Momente als die Feldstreifen aufzunehmen haben. Beachtenswert ist insbesondere die Tatsache, daß, während bei dem ebenen Rahmentragwerk die Momentenfläche unmittelbar über dem Stützmittelpunkt einen plötzlichen Sprung aufweist, der Spannungsübergang sich bei den Platten mit breitem Auflager ganz allmählich vollzieht und an keiner Stelle einen plötzlichen und starken Zuwachs der Biegungsbeanspruchungen gestattet.

Da in Deutschland Vorschriften über die Berechnung und die zulässige Beanspruchungen der Pilzdecke fehlen, so waren bei der Genehmigung dieser ersten Ausführung nicht unerhebliche Schwierigkeiten zu überwinden. Dank dem Entgegenkommen des Leiters des statischen Büros der Stadt Berlin, Regierungs- und Baurats Fischer und der tatkräftigen Unterstützung durch den verantwortlichen Bauleiter, den bekannten Berliner Architekten, Baumeister Tropp wurde ein Einvernehmen über die Ausbildung und die Ausführung der Decken erzielt. Es wurde aber, um jeden Zweifel über die Tragfähigkeit der Decken auszuschließen, eine Probebelastung mit hohen Nutzlasten gefordert und durchgeführt.

Abb. 16.

Die Kellerdecke wurde, wie Abb. 11 zeigt, mit Ziegelstapeln im Gesamtgewicht von 150 000 kg belastet. Es wurden zunächst auf 2 benachbarte Außenfelder A u. B und sodann auf 2 gegenüberliegende Außenfelder B u. D Nutzlasten von 500, 900 und 1500 kg/qm der Reihe nach aufgebracht und mit Hilfe einfacher Vorrichtungen die Durchbiegungen nach jeder Laststufe und nach 24-stündiger Belastungsdauer ermittelt. Die in der Abb. 14 dargestellten Biegelinien lassen erkennen, daß die Formänderung durchaus den Ergebnissen der statischen Untersuchung entspricht. Sie zeigt insbesondere, daß die Wirkung der Belastung sich nicht auf die unmittelbare Nähe des Lastortes beschränkt, sondern daß infolge der kreuzweisen Bewehrung auch die weiter entfernten Deckenstreifen zum Mittragen herangezogen werden.

Bei der größten Nutzlast von 1500 kg/qm wurde bei der ungünstigsten Laststellung eine Senkung von 4 mm beobachtet, ein Maß, welches im Hinblick auf die Spannweite von fast 6 m und die geringe Deckenstärke als durchaus geringfügig bezeichnet werden kann.

Wenn es auch ohne die Messung der Längenänderungen nicht möglich ist, die wirklichen Beanspruchungen der Decken zu erkennen, und wenn auch Beobachtungen, die nicht bis zur Entstehung der Riß- und Bruchlasten fortgeführt werden, nicht gestatten, die Grenze der Tragfähigkeit der Konstruktion zu erkennen, so dürfte immerhin der Umstand, daß bei einer verhältnismäßig sehr hohen Nutzlast äußerst geringfügige Durchbiegungen ohne jegliche Rissebildung entstanden sind und nach der Entlastung keinen merklichen Rückstand aufwiesen, die Schlußfolgerung rechtfertigen, daß die verlangte Bruchsicherheit von den neuen Decken in völlig ausreichendem Maße gewährleistet ist.

Aus den in der Vorbereitung bzw. im Bau befindlichen neueren Deckenausführungen seien noch die von den bisher gezeigten Ausbildungen abweichenden Einzelheiten erwähnt.

Beim Bau eines Arbeiterbadehauses in Merseburg kommen 2 Decken von je 1030 qm Flächeninhalt zur Ausführung. Insgesamt sind 45 Felder von 5 m Breite und 4,44 m Länge vorhanden. In der Querrichtung sind fünffeldrige, in der Längsrichtung neunfeldrige Reihen angeordnet.

Die Decken sind bei einer Stärke von 17 cm für eine Gesamtbelastung von 1100 kg/qm berechnet. Die Bewehrung eines Gurtstreifens in der oberen und eines Feldstreifens in der unteren Decke sind aus der Längsschnittzeichnung (Abb. 15) ersichtlich. Besonders beachtenswert sind die Ausbildung der Dehnungsfuge und der Anschluß der Stützen an die Decke.

Um eine Trennung in der ausgedehnten Deckenfläche durchzuführen, hätten die Anordnung von Doppelstützen und eine Teilung eines Gurtstreifens in der Querrichtung in Betracht gezogen werden können. Diese Lösung erschien aber nicht zweckmäßig, einerseits weil die als Endstützen wirkenden Doppelsäulen erhebliche Biegungsbeanspruchungen erleiden würden, und weil die an die Fugen jeweils anschließenden Deckenstreifen in der Längsrichtung als Außenfelder höhere Biegungsmomente aufnehmen müßten. Die Decke wurde daher in der Mitte glatt durchgeschnitten und durch eine Verstärkung der Bewehrung sowohl in den Querstreifen, wie auch in den ausgekragten Längsstreifen neben der Dehnungsfuge auf eine einwandfreie Aufnahme aller Biegungs- und Scherspannungen Bedacht genommen.

Die Stützen sind achteckig und am Kopfe kelchartig erweitert. Um die zusätzlichen Biegungsbeanspruchungen, welche bei einseitiger Belastung entstehen, tunlichst einzuschränken, setzt die Verstärkung des Stützenquerschnittes bereits in einer verhältnismäßig beträchtlichen Tiefe unter dem Stützenkopfe an. Der allmähliche Übergang des Stützenquerschnittes in die Deckenflächen und die aus kräftigen Diagonalbügeln bestehende Kopfbewehrung sind für den Anschluß aus dem Grunde von besonderer Bedeutung, weil der rahmenartige Zusammenhang zwischen Decke und Säule und der hiermit erstrebte Ausgleich der Biegungsmomente zwischen Decke und Stützen bei einseitiger Belastung gewährleistet sein müssen, wenn die bei geringen Deckenstärken erforderliche Steifigkeit erzielt werden soll.

Eine kräftige Erweiterung des Stützenkopfes ist um so

notwendiger, je schlanker die Säulen ausgebildet werden. Aus der perspektivischen Darstellung (Abb. 16) erkennt man, daß die pilzartige Erweiterung für die Raumwirkung durchaus günstig ist. Wenn architektonische Rücksichten für die Formgebung nicht maßgebend sind, so wird eine einfachere Ausgestaltung des Stützenkopfes, die geringere Schalungskosten erfordert, für Lagerhäuser und Fabrikgebäude wohl ausreichen.

Die Entwicklung der baulichen Durchbildung der trägerlosen Pilzdecken ist durch die vorstehenden Erläuterungen in großen Zügen gezeichnet. Wenn die bisher erzielten Fortschritte eine weitere großzügige Anwendung der neuen Deckenart in Deutschland ermöglichen sollen, so müssen, um die wirtschaftlichen und technischen Vorteile der Pilzdecken in vollem Maße ausnützen zu können, zwei wichtige Bedingungen erfüllt werden. Es ist zunächst die Aufgabe der wissenschaftlichen Forschung, auf Grund von Versuchen uns einen sicheren Anhalt über die Größe der zulässigen Beanspruchungen und Formänderungen zu geben. Die Durchführung einer gleichbleibenden Deckenstärke ist nämlich bei der ungleichmäßigen Verteilung der Hauptspannungen in den Decken nur dann in angemessenen Grenzen möglich, wenn die Druckbeanspruchungen im Beton gesteigert werden dürfen und somit bei mäßigen Deckenstärken und entsprechend mäßigen Eigenlasten lediglich durch die Verstärkung der Bewehrung die jewels erforderlichen Widerstandsmomente den auftretenden Spannungsmomenten angepaßt werden.

Diese Erhöhung der zulässigen Druckbeanspruchungen setzt aber nicht allein eine sehr eingehende und genaue statische Untersuchung, sondern auch eine einwandfreie Bereitung des Betons und eine ebenso sachgemäße Ausführung der Decken voraus. So einfach auch der bauliche Vorgang sowohl bei der Einschalung wie auch bei den Flecht- und Betonierungsarbeiten zunächst erscheinen mag, so erfordern doch die genaue Einstellung der Bewehrung und ihre lückenlose Umhüllung in ähnlichem Maße wie bei dem Eisenbetonschiffbau die peinlichste Sorgfalt, wenn eine unerwünschte Steigerung der Beanspruchungen, die bei der geringen Stärke der Decken als Folge einer ungenauen Lage der Bewehrung und eines ungleichmäßigen Gefüges des Betons eintreten könnte, wirklich vermieden werden soll.

Diese hohen Ansprüche an die statische Berechnung, die bauliche Durchbildung und die Herstellung der trägerlosen Decken sind aber auch aus dem Grunde gerechtfertigt, weil nur durch sorgfältig durchdachte und ausgeführte Arbeit Fortschritte erzielt und neue Anwendungsmöglichkeiten erschlossen werden können.

DER WETTBEWERB FÜR ENTWÜRFE ZU EINER VERBINDUNG ÜBER DEN LIMFJORD ZWISCHEN AALBORG UND NÖRRESUNDBY IN DÄNEMARK.

Vom Geheimen Baurat Schaper, Berlin.

(Fortsetzung von Seite 354.)

2. „Vidtspaendende".

Verfasser: Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg A.-G., Werk Gustavsburg bei Mainz, Ingenieurfirma Christiani u. Nielsen, Kopenhagen.

Die erste der eben erörterten beiden Ansichten, nämlich die, daß man den Limfjord mit flachen Überbauten, die sich nur wenig über die Fahrbahn erheben, überbrücken müsse, vertritt der Entwurf Vidtspaendende (Abb. 13 u. 14). Auch hinsichtlich der Gründungsart der Pfeiler und Widerlager unterscheidet er sich grundsätzlich von dem Entwurf „Dannebroge". Vidtspaendende will den tragfähigen Baugrund mit Eisenbetonpfählen erreichen. Wir haben es also bei den beiden mit einem ersten Preise ausgezeichneten Entwürfen mit grundverschiedenen Anordnungen zu tun. Es ist sehr lehrreich und anregend, daß nach dem Urteil des Preisgerichtes der erstrebte Zweck auf zwei ganz verschiedene Arten erreicht werden kann.

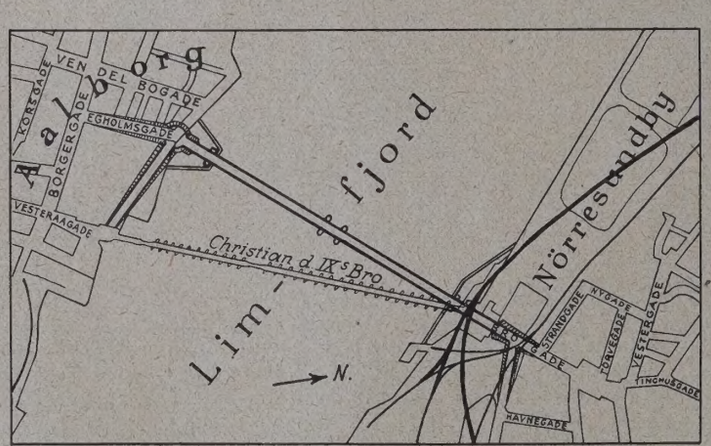


Abb. 12.

Die neue Brücke soll nicht an der Stelle der alten Pontonbrücke erbaut, sondern mit ihrem südlichen Ende so weit aus der Achse der alten Brücke nach Westen verschwenkt werden, daß sie die Stromrichtung des Fjordes fast rechtwinklig kreuzt (Abb. 12). Außer dem sich hieraus ergebenden Vorteil sprechen für diese Lage die besseren Untergrundverhältnisse an dieser Stelle und die Möglichkeit, die Pontonbrücke während des Baues der neuen Brücke an ihrer Stelle belassen zu können und auf der Aalborger Seite östlich der Brücke neue Hafenanlagen zu schaffen, bei deren Vorhandensein eine große Anzahl Schiffe den Durchlaß der Brücke überhaupt nicht mehr zu benutzen braucht. Bei der gewählten Lage macht auch die Hebung der Gradiente in eine solche Höhe, daß die Hafengleise auf beiden Ufern unterführt werden können, keine Schwierigkeit. Auf der Seite von Nörresundby liegt die neue Brücke in gerader Verlängerung der Brogade, welche auf den Markt führt, auf der Aalborger Seite mündet sie in die Egholmsgade; die Vesteraagade ist durch eine breite Zufahrtstraße mit dem Brückenkopf verbunden.

In der Mitte liegt die Öffnung mit dem beweglichen Überbau, der als zweiflügelige Klappbrücke von 30 m lichter Weite ausgebildet ist. An die Klappbrücke schließen sich links und rechts zwei ganz gleiche Überbauten über je drei Öffnungen an (Abb. 13 u. 14). Ihre gegliederten Hauptträger, deren Obergurt durchweg 1,10 m über der Oberkante der Fußsteige liegen, sind Auslegerträger. Die seitlichen Träger, die je 54,23 m weit gestützt sind, ragen 14,79 m in die Mittelöffnung vor und stützen hier einen Schwebeträger von 39,44 m. Die eisernen Überbauten sind an den Landanschlüssen von denselben Aufbauten wie auf den Pfeilern der Klappbrücke begrenzt. Auf der Aalborger Seite bilden fünf und auf der Seite von Nörresundby dreizehn mit Eisenbetonüberbauten überbrückte Öffnungen von 5,4 m lichter Weite den Übergang zu den Rampen.

Die festen eisernen Überbauten zeigen sehr gefällige Formen. Die Untergurte sind in schwacher Krümmung nach den Auflagerpunkten heruntergezogen und betonen diese in richtiger und ansprechender Weise. Die Ausfachung besteht aus fallenden und steigenden Streben und aus Pfosten zum Anschluß der Quer-

träger. Die Höhe der Hauptträger über den Mittelstützen beträgt 6,5 m, in der Mitte 4,7 m und an den Enden 3,9 m. Auf den Pfeilern der Klappbrücke liegen die festen Lager, alle anderen Auflager sind beweglich; die Gelenke der Mittelöffnung sind sogenannte feste Gelenke. Die Einzelheiten der Hauptträger sind vorzüglich durchgebildet, zeigen aber keine besonderen Eigentümlichkeiten und sollen daher nicht weiter besprochen werden. Die Gehwege liegen innerhalb der Hauptträger, die dadurch einen Abstand von 15,3 m von Mitte zu Mitte erhalten. Die Feldweite beträgt 4,93 m. Fußwege und Fahrbahn zeigen die vorgeschriebenen Maße. Die Höhenlage der Hauptträgerobergurte macht ein eigentliches Geländer entbehrlich, es ist nur ein Abschluß zwischen der Unterkante des Gurtes und der Oberkante des Fußsteiges erforderlich (Abb. 15). Die Fahrbahntafel besteht aus Zoreseisen, die in 1,10 m Abstand von genieteten Längsträgern gestützt werden, ebenso die Tafel der Fußsteige. Die Fahrbahndecke besteht aus Hartsteinkleinpflaster, das unter Einschaltung einer Sandunterlage auf der Betonüberdeckung der Zoreseisen ruht. Die Fußsteigdecke wird von einem $2\frac{1}{2}$ cm starken Asphaltestrich gebildet (Abb. 15). In der Ebene der Untergurte liegt der Windverband, der ebenso wie die Hauptträger durch Einschaltung von Gelenken (Abb. 14 Grundriß) als Auslegerträger ausgebildet ist.

Fußsteige liegen also außerhalb der Hauptträger. Das Fahrbahnträgergerippe besteht aus Quer- und Längsträgern. Die letzteren sind an den durch die Drehachse gehenden und beide Hauptträger verbindenden, wagerechten Träger angeschlossen, so daß den Querträgern bei geöffneter Brücke Biegungsbeanspruchungen senkrecht zur Stegebene durch das Fahrbahngewicht ferngehalten werden. Die Fahrbahndecke besteht aus 20 cm starken kiefernen Bohlen und einem Schutzbelag aus 6 cm starken Eichenbohlen. Als Schutzbelag schlagen die Verfasser nebenbei auch Hanfseilgurtbelag vor. Die Fußwege sind mit eichenen Bohlen abgedeckt. Das Eigengewicht jedes Flügels ist durch ein Gegengewicht aus Beton und Gußeisenbarren genau ausgeglichen, so daß die ständige Belastung der Flügel von den Rollkreisen allein aufgenommen wird. Die positiven Auflagerdrucke aus der Verkehrslast werden durch einstellbare Lager, die unter der Drehachse unmittelbar unter den Hauptträgern liegen, aufgenommen. Die negativen Auflagerkräfte der Enden der Gegengewichtsarme werden an die verankerten Endquerträger der benachbarten festen Überbauten abgegeben; die positiven Auflagerkräfte der Gegengewichtsarme werden durch besondere Hängelager, welche an den Enden der festen Überbauten drehbar angeschlossen sind und durch besondere Triebwerke mit einer an ihrem unteren Ende angebrachten Rolle unter die Enden der Gegengewichtsarme geschoben werden, auf die festen Überbauten übertragen (Abb. 16).

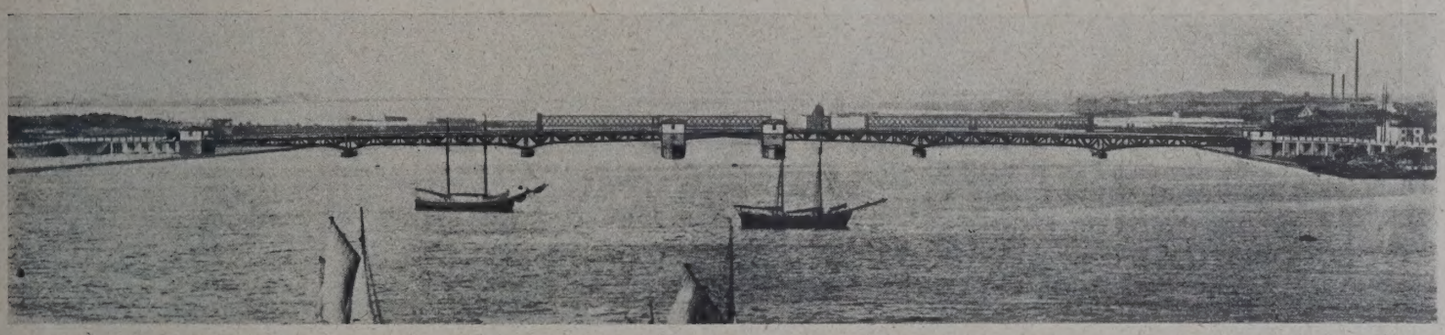


Abb. 13. Ansicht der geplanten Brücke. Im Hintergrund die alte Eisenbahnbrücke.

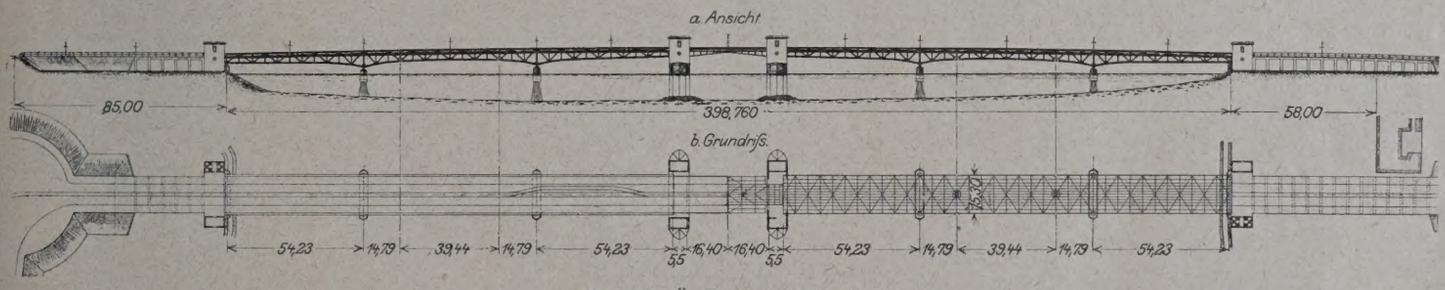


Abb. 14. Übersicht der Brücke.

Eine Abart des Entwurfes „Vidtspaendende" zeigt die Hauptträger mit gleichen Umrißlinien in vollwandiger Ausbildung. Wegen schönheitlicher und wirtschaftlicher Nachteile ist jedoch diese Anordnung nicht weiter durchgearbeitet worden.

Der Überbau der Klappbrücke besteht aus zwei Flügeln, die nach der Bauart Scherzer ausgebildet sind und im geschlossenen Zustande der Brücke in der Mitte durch einfache Riegel miteinander verbunden werden. Ihre Hauptträger sind vollwandig, die Höhe der Stegbleche nimmt von 2,5 m im Drehpunkt bis auf 0,8 m an den Enden der Kragarme ab (Abb. 16). Der Abstand des Drehpunktes von der Mitte der Öffnung beträgt 16,40 m, die Länge des Gegengewichtsarmes vom Drehpunkt bis zum Abstützpunkt unter dem Endquerträger des benachbarten festen Überbaues 5,5 m. Die Hauptträger haben 8,0 m Mittenabstand, die

Zur Verbindung der beiden Flügel im geschlossenen Zustande der Brücke dienen kräftige, geschmiedete Riegel, die in Führungen neben den Hauptträgern bewegt werden. An dem hinteren Ende der Riegel sind Flachgewinde aufgeschnitten, auf denen mit Gewindemuttern versehene Stirnräder zwischen starken Lagern sitzen. Durch Stirnrad-, Kegelrad-, und Schneckenvorgelege werden die beiden Riegel von einem gemeinsamen Antriebmotor bewegt. Damit das Gewicht dieser Maschinenteile möglichst nach dem Schwerpunkt der Klappe verlegt wird, ist der Antriebmotor sowie Schneckentrieb und Reibungskupplung unmittelbar neben dem hohen Querträger in der Drehachse angeordnet.

Im übrigen zeigt die Durchbildung der Klappbrücke so viele Anklänge an die von denselben Verfassern beim Wett-

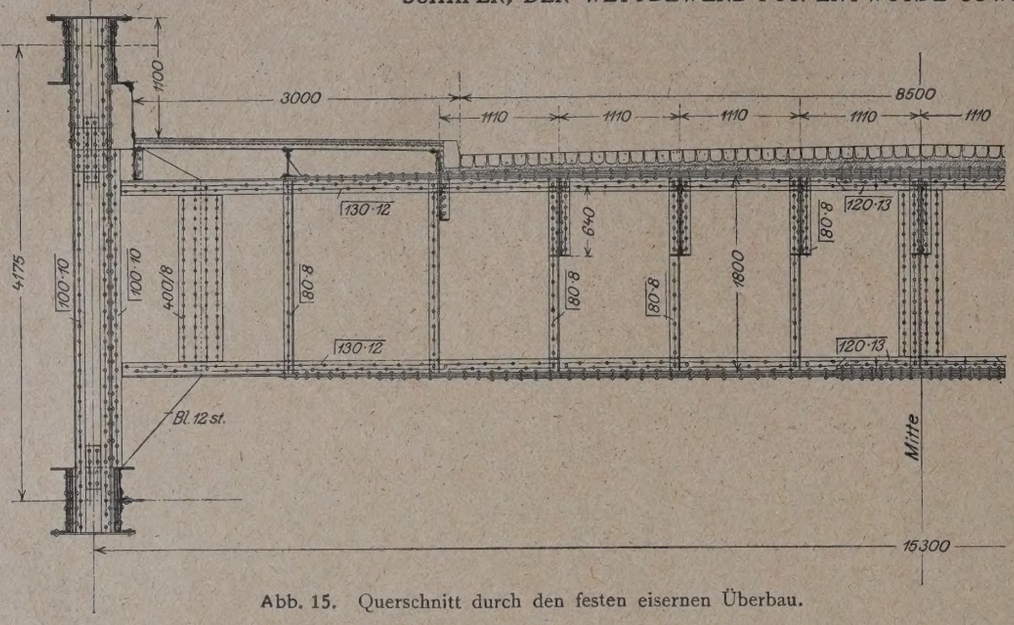


Abb. 15. Querschnitt durch den festen eisernen Überbau.

bewerb um Entwürfe zu einer Eisenbahnbrücke über die Arstabucht bei Stockholm vorgeschlagenen Klappbrücke, daß auf die Beschreibung im Jahrgang 1920 dieser Zeitschrift S. 104 u. folgende verwiesen werden kann. Aus dieser Beschreibung dürften die weiteren in der Abb. 16 dargestellten Einzelheiten ohne weiteres klar werden.

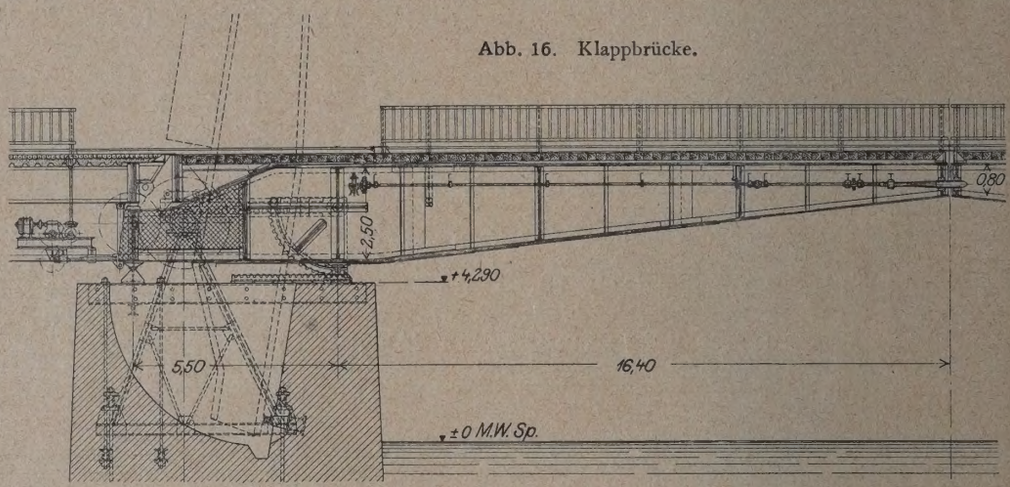
Alle Triebwerke werden von elektrischer Kraft bewegt, im Notfalle können sie auch von Hand betätigt werden. Die verschiedenen Motore sind so geschaltet, daß die einzelnen Bewegungen des Ent und Verriegelns und des Öffnens und Schließens der Klappen nur in der richtigen Reihenfolge vor sich gehen können. Außerdem kann die Entriegelung erst eingeleitet werden, wenn die Schranken geschlossen sind, und die Schranken können erst geöffnet werden, wenn die Verriegelung beendet ist.

Die Zeit, die vom Schließen bis zum Öffnen der Schranken für alle Bewegungen notwendig ist, beträgt bei Winddrucken bis zu 25 kg/qm 5 Minuten, bei Winddrucken bis zu 50 kg/qm 7 Minuten.

Die festen Überbauten der Seitenöffnungen jeder Brückenhälfte sollen am Lande zusammengebaut, auf Prähmen zur Baustelle geschafft und dort auf die Lager abgesetzt werden. Die Überbauten der Mittelöffnungen werden dann von den Überbauten der Seitenöffnungen aus ohne Gerüste unter vorübergehender Ausschaltung der Gelenke frei vorgekragt, Die Klappbrücke wird auf einer festen, frei über die ganze Öffnung gespannten eisernen Rüstung zusammengebaut.

Die bereits erwähnten kleinen Öffnungen zwischen der Strombrücke und den Rampen werden von einer Eisenbetonkonstruktion überbrückt (Abb. 17). Die Fahrbahnplatte ist 20 cm, die Fußwegplatte 12 cm stark. Fahrbahn und Fußwege werden im ganzen von 10 Längsträgern unterstützt, welche ihrerseits von Querträgern getragen werden. Die Querträger geben die Kräfte durch 4 Eisenbetonstützen an Eisenbetongrundbalken ab, die je von 7 Eisenbetonpfählen getragen werden. Die äußersten dieser Pfähle haben in der Querrichtung der Brücke eine Neigung 8 : 1.

Abb. 16. Klappbrücke.



Auf der Aalborger Seite erfordert der Brückenkopf eine erhebliche Auffüllung im Fjord selbst. Diese soll unter ± o eine Böschung 1 : 3 und über ± o eine Böschung 1 : 1,5 erhalten und bis + 0,5 mit einer 1 m starken Steinschüttung gegen Strom und Eis geschützt werden (Abb. 17). Das Endwiderlager der kleinen Öffnungen auf dieser Seite liegt in der Auffüllung; es ist zur Aufnahme des erheblichen Erddruckes als Winkelrippenkörper in Eisenbeton ausgebildet und wird von senkrechten und schrägen Pfählen getragen (Abb. 17), welche in die Rippen der Grundplatte einbinden. Die Pfeiler und Widerlager der Strombrücke sollen ebenfalls auf Eisenbetonpfählen gegründet werden. Diese haben quadratischen Querschnitt von 50 cm Seitenlänge mit abgefasten Ecken (Abb. 18 d). Die Längsbewehrung der Pfähle besteht aus 4 Rundeisen von 30 mm ⌀ in den 4 Ecken und aus 4 Rundeisen von 20 mm ⌀ in den Mitten der 4 Seiten

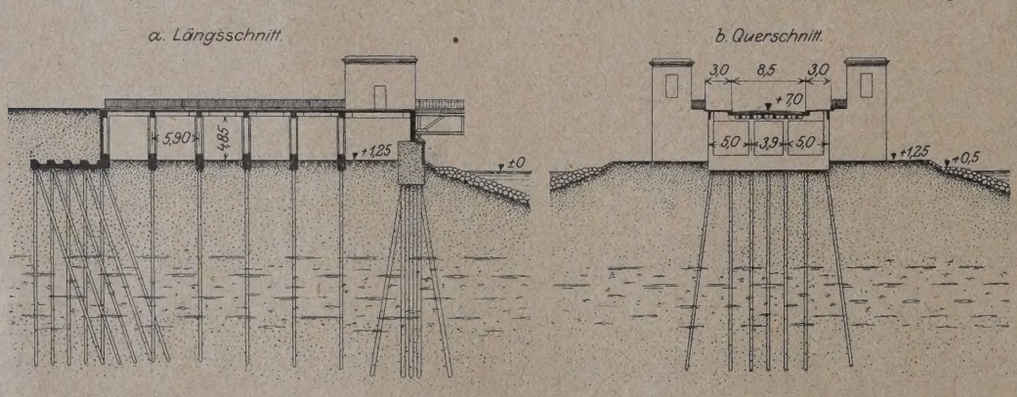


Abb. 17. Landanschluß an der Aalborger Seite.

des Querschnittes. Das Flechtwerk, das die Längseisen umschnürt, besteht aus 4 zusammengeflochtenen Drähten von 3 mm ⌀ und verläuft in zwei sich kreuzenden Gruppen unter 45^0 gegen die Pfahlachse. Die Pfähle sollen mit einer schwimmenden Ramme eingetrieben und, soweit nötig, auch eingespült werden.

Bei den Zwischenpfeilern der festen Überbauten reichen die Pfähle bis über ± o in den Pfeilerkörper hinein (Abb. 18 b). Der Pfeilerkörper selbst, der unten 4 m und oben 3,1 m breit ist, schließt bei — 4,0 mit der Unterkante

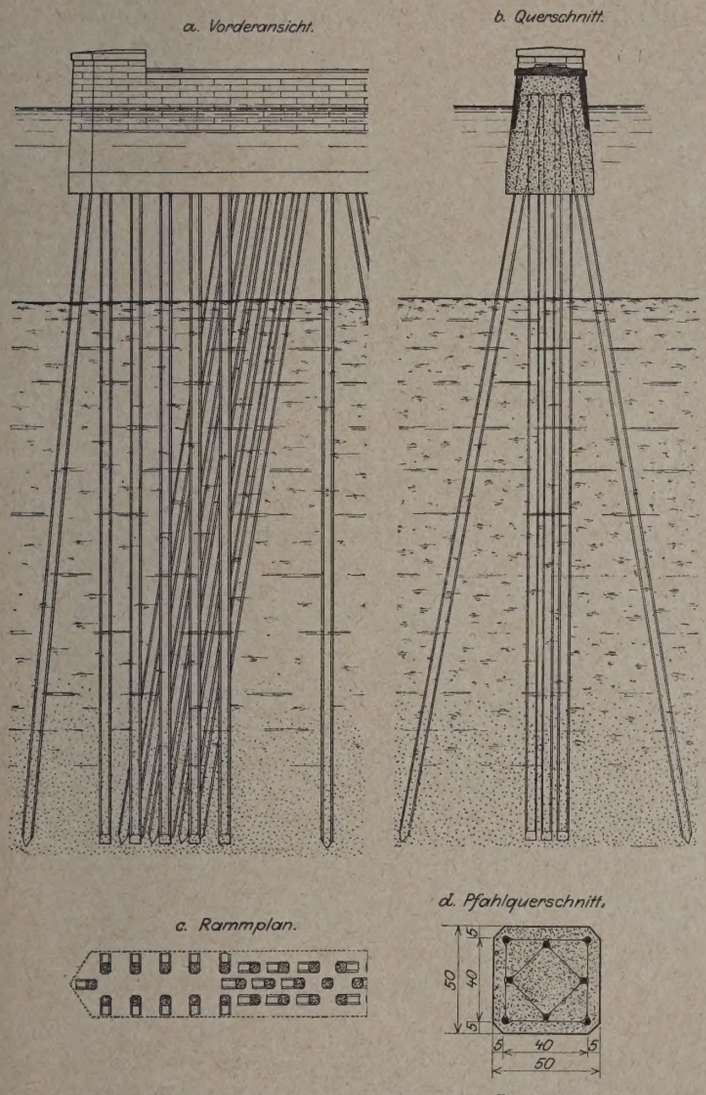


Abb. 18. Zwischenpfeiler der festen Überbauten.

im Wasser ab. Er ist im oberen Teil seitlich mit Granit verkleidet und oben mit Granitplatten abgedeckt. Der Kern besteht aus Beton. Wie aus den Abb. 18 a—c zu ersehen ist, soll nur der mittelste Pfahl senkrecht stehen, alle anderen Pfähle erhalten Neigung in der Längs- oder Querrichtung des Pfeilers. Nachdem die Pfähle eingerammt sind, wird der Pfeilerboden mit Balken, die an die Pfähle gespannt werden, und mit einer Bretterlage eingeschalt. Auf diese Bodenverschalung werden eiserne Seitenwände, die aus Blechen und Stabeisen bestehen, aufgesetzt. Nachdem die Anschlußstellen gedichtet sind, wird unter Wasser auf der Bodenschalung eine 1 m starke Betonschicht hergestellt. Sobald diese abgebunden ist, wird der Raum zwischen den eisernen Seitenwänden ausgepumpt, und der Rest des Pfeilers im Schutz der Seitenwände im Trockenen hergestellt. Die eisernen Seitenwände können dann entfernt und beim Bau des nächsten Pfeilers verwendet werden.

Bei den Klappbrückenpfeilern reichen die Pfeilerkörper bis auf die Schlammschicht, d. h. etwa bis auf — 10,0 m (Abb. 19). Die Pfähle greifen bis — 4,5 m in den Pfeilerkörper hinein; die äußersten Pfähle sind senkrecht, alle anderen schräg in der Längs- oder Querrichtung angeordnet (Abb. 19 c). Jeder der beiden 8 m breiten und 35,4 m langen Pfeiler wird von 106 Pfählen getragen. Im oberen Teil sind sie mit Granit verblendet. Nachdem die Pfähle gerammt sind, wird um sämtliche Pfähle herum ein 11,5 m hoher eiserner Senkbrunnen von 2 Prähmen aus bis auf die Schlammschicht abgesenkt. Dieser Brunnen hat in dem unteren 5 m hohen Teil, der später mit Beton gefüllt wird, die gleiche

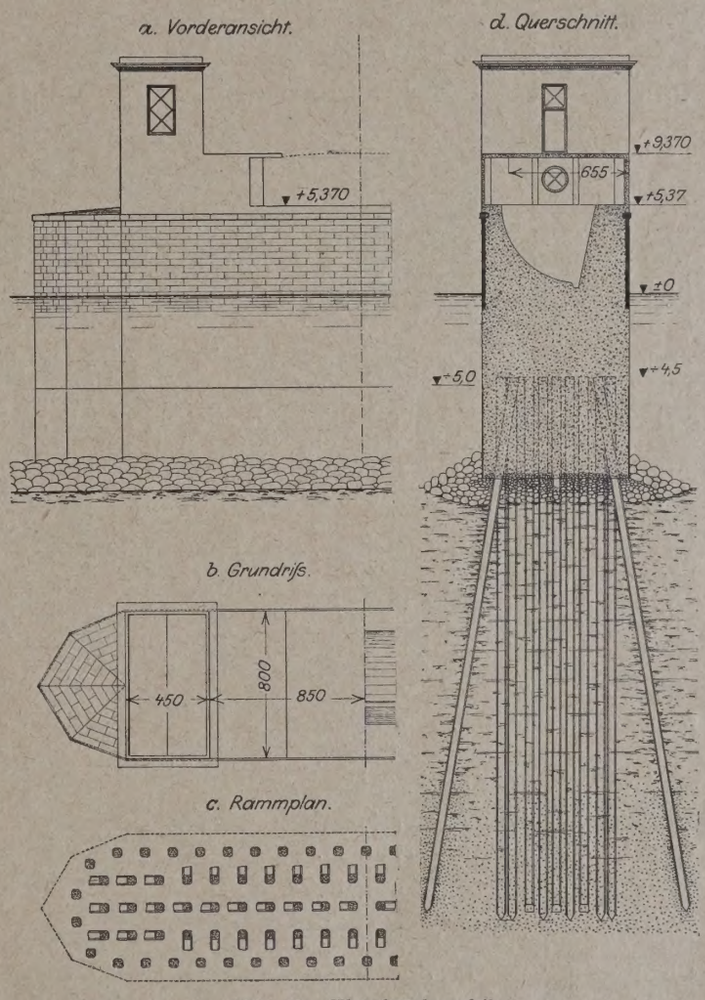


Abb. 19. Klappbrückenpfeiler.

Form wie der Pfeiler; im oberen 6,5 m hohen Teil haben die Brunnenwände überall 0,5 m Abstand von dem Pfeilerumriß und sind so stark, daß sie nach gegenseitiger Absteifung dem äußeren Wasserdruck gewachsen sind. Nachdem der Schlamm im Boden des Senkbrunnens durch eine Steinschüttung verdichtet ist, wird eine 5 m starke Betonschicht unter Wasser eingebracht. Sobald diese Schicht erhärtet ist, wird der Senkbrunnen ausgepumpt und der Rest des Pfeilers innerhalb des Senkbrunnens im Trockenen ausgeführt. Nachdem der Pfeiler über den Hochwasserstand hochgeführt ist, wird der obere 6,5 m hohe Teil des Brunnens entfernt, um beim Bau des zweiten Pfeilers verwendet zu werden.

Das Preisgericht wünscht eine mehr östliche Lage der Brücke, um in Aalborg einen besseren Anschluß an die Hauptverkehrsstraßen zu gewinnen, bezeichnet im übrigen

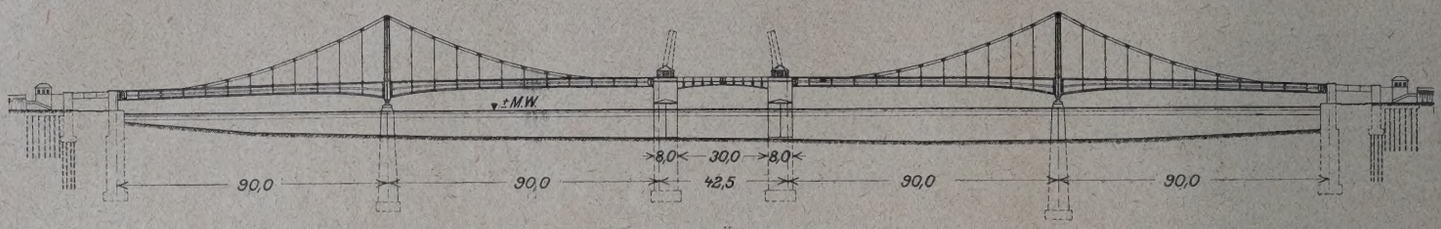


Abb. 20. Übersicht.

aber den Entwurf als einen der wirtschaftlichsten und als denjenigen, der in ästhetischer Hinsicht der Landschaft am besten angepaßt ist und eine gute Lösung der Aufgabe, Pfeiler auf freistehenden Pfählen zu gründen, bringt.

Hinsichtlich der ästhetischen Gesichtspunkte darf auf die Betrachtungen am Schluß des über den Entwurf „Dannebroge" Gesagten verwiesen werden. Im übrigen treten wir dem Urteil des Preisgerichts rückhaltlos bei. Besonders soll noch hervorgehoben werden, daß die Pfeiler bei der ganzen Art ihrer Anordnung und namentlich bei ihrer großen Widerstandsfähigkeit in der Längsrichtung und bei den großen Öffnungen, die dem antreibenden Eis freien Durchgang bieten, gegen Eisdruck hinreichend standsicher erscheinen.

Abb. 21. Ansicht der Brücke mit geöffneten Klappen.

3. „Sund".

Verfasser: Dipl.-Ing. Bolliger, Luzern, Dipl.-Ing. Kihm, Luzern, Dipl.-Ing. Dr. G. Lüscher, Tiefbauunternehmung, Aarau, Architekt L. M. Daxelhofer, Bern.

Der mit dem dritten Preise ausgezeichnete Entwurf sieht ebenfalls eine Brücke mit eisernen Überbauten vor. In der Mitte liegt die 30 m weite Öffnung mit dem beweglichen Überbau, der als zweiflügelige Klappbrücke gedacht ist; beiderseits schließen sich Hängebrücken über je 2 Öffnungen an (Abb. 20 u. 21). Auf der Aalborger Seite mündet die neue Brücke in eine Verlängerung der Kattesundstraße, auf der Seite von Nörresundby in die Brogade (Abb. 22). Verkehrstechnisch ist diese Lage recht günstig; die Brückenachse liegt aber nicht rechtwinklig zur Stromrichtung, sie wird zweckmäßig soweit gedreht, daß die zu ihr rechtwinklig angeordneten Strompfeiler in die Stromrichtung fallen. Die Höhe der Landanschlüsse ist so gewählt, daß die Eisenbahngleise auf beiden Seiten unterführt werden können. Die Versteifungsträger der Hängebrücken, deren jeder Öffnung 90 m betragen, sind voll- und sie liegen außerhalb der Gehwege (Abb. 23) Stützweiten in doppelwandig, und überragen die Oberkante der Gehwege um rd. 1 m, bilden also den natürlichen Seitenabschluß der Brücke. Die Ketten bestehen aus Flacheisen, die an den Verbindungs- und Anschlußstellen durch Bleche verstärkt sind; über den Mittelpfeilern werden sie von eisernen Pylonen getragen, an den Landwiderlagern und an den Klappenpfeilern sind sie mit Bolzengelenken an den Wandungen der Versteifungsträger angeschlossen. Wir haben es also mit Hängebrücken mit aufgehobenem Horizontalschub zu tun. Es erübrigt sich, auf die Einzelheiten der Hängebrücke näher einzugehen; da sie der von der Brückenbauanstalt Gustavsburg erbauten Hängebrücke über den Rhein in Köln entnommen

Abb. 22. Lageplan.

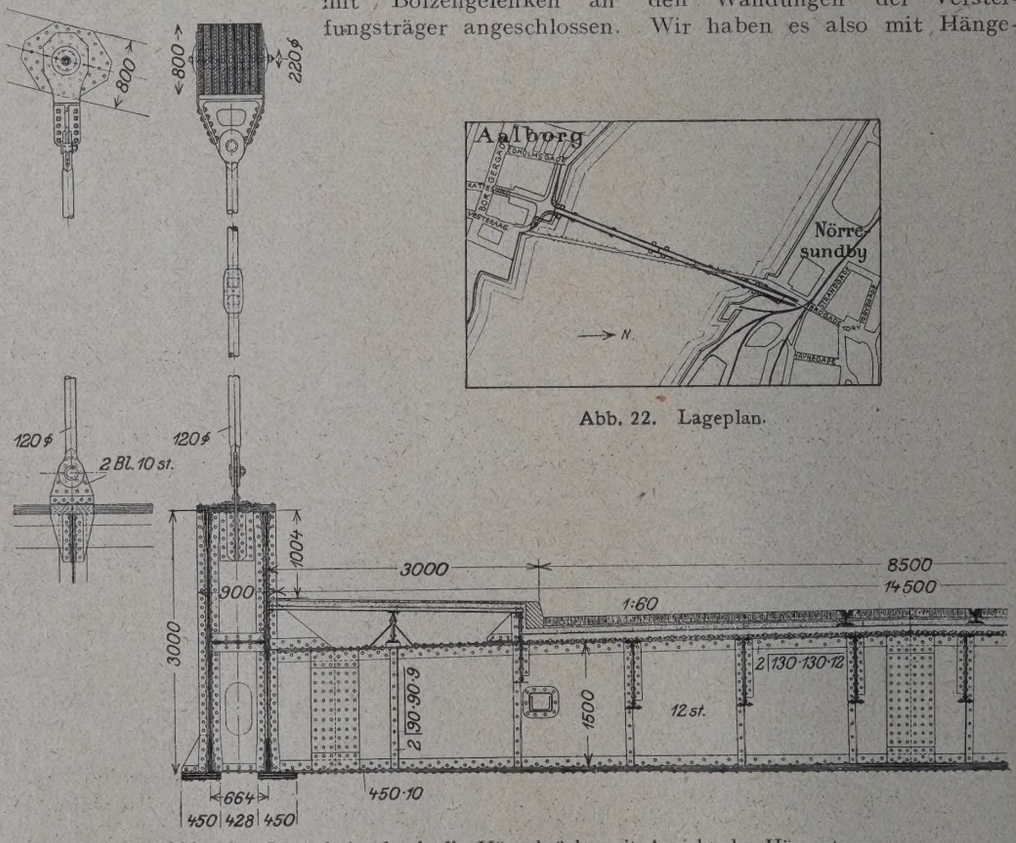


Abb. 23. Querschnitt durch die Hängebrücke mit Ansicht der Hängestangen.

sind. Kette, Versteifungsträger, Pylonen, Hängestangen, Anschlüsse der letzteren an der Kette und an dem Versteifungsträger, Einführung der Kette in den Versteifungsträger und ihr Anschluß an dem Versteifungsträger, Lager, Verankerungen und Fahrbahn sind getreue Nachbildungen der entsprechenden Bauteile der Kölner Rheinbrücke[1]).

Die Tafel der Fahrbahn und der Gehwege besteht aus Belageisen, die Fahrbahndecke aus Holzpflaster und die Decke der Fußsteige aus einer Gußasphaltschicht (Abb. 23).

Für die zweiflügelige Klappbrücke ist die Bauart Scherzer gewählt worden. Die Einzelheiten des Entwurfes der Klappbrücke sind offenbar dem Entwurf „Simplicitas" der Brückenbauanstalt Gustavsburg für eine Eisenbahnbrücke über die Arstabucht bei Stockholm[2]) entlehnt worden, so daß auch auf ihre Beschreibung verzichtet werden kann.

Die Widerlager und Pfeiler sollen im Druckluftverfahren gegründet werden. Die Senkkästen bestehen aus Eisenbeton. Die Abb. 24 stellt den Senkkasten der Klappbrückenpfeiler dar. Er ist 30 m lang, 10 m breit und 3 m hoch. Die Schneide wird aus einem breitflanschigen I-Eisen 26 B gebildet, dessen einer Flansch zur Hälfte fortgenommen ist. Die Seitenwände sind in Abständen von 1,05 m durch senkrechte Rippen und die Decke durch wagerechte Querrippen in denselben Abständen ausgesteift. Die Bügel zum Einhängen in die Spindeln liegen in Abständen von 2,10 m und greifen tief in die Rippen ein (Abb. 24 Querschnitt a—a). Es sind 6 Materialschleusen und 2 Personenschleusen vorgesehen.

Das Urteil des Preisgerichts über den Entwurf „Sund" lautet: „Der Überbau ist mit eisernen, durch Hängegurte verstärkten Blechträgern vorgeschlagen, und der Verfasser hat sowohl durch eine schöne Ausgestaltung der Eisenkonstruktion, als auch durch eine bei all ihrer Einfachheit gefälligen Ausgestaltung der Klappbrückenpartie die Konstruktion einer Brücke erreicht, deren Aussehen als besonders befriedigend zu bezeichnen ist. Der gewählte Überbau läßt jedoch sowohl bezüglich der Steifigkeit als auch der Wirtschaftlichkeit etwas zu wünschen übrig, und da die Abmessungen der Pfeiler zugleich etwas größer als notwendig sind, ist das Projekt ziemlich kostspielig geworden, und dies ist im wesentlichen der Grund, warum man nicht vermeint hat, dem Entwurf mehr als dritten Preis erteilen zu können, obgleich er in allen Einzelheiten vorzüglich ausgearbeitet ist." In diesem Urteil, das wir im allgemeinen als zutreffend bezeichnen möchten, vermissen wir einen Hinweis auf die Übereinstimmung der baulichen Einzelheiten der festen Überbauten mit denen der Kölner Rheinbrücke. Die Bemerkung über das besonders befriedigende Aussehen der Brücke muß dahin ergänzt werden, daß der wundervolle Fluß der Linien einer Hängebrücke auch im geschlossenen Zustande der Klappbrücke durch die Pfeiler der Klappbrücke mit ihren Aufbauten gestört wird und im geöffneten Zustande der Klappbrücke durch die klaffende Öffnung zerrissen wird.

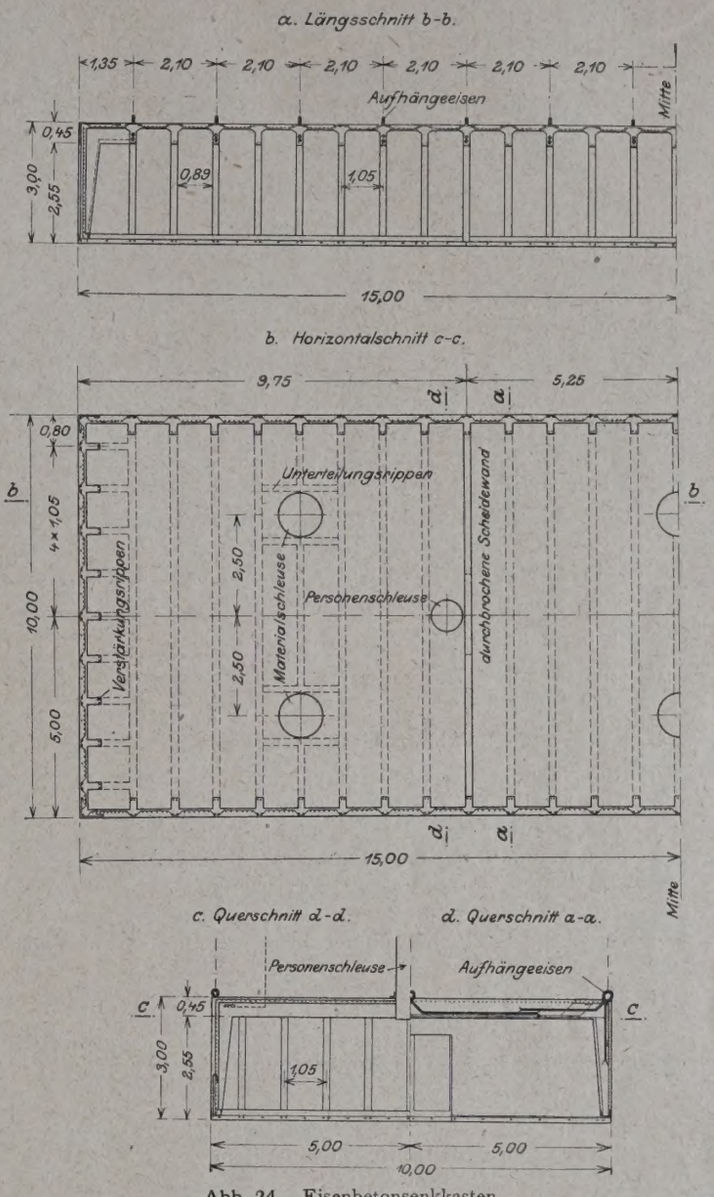


Abb. 24. Eisenbetonsenkkasten.

(Fortsetzung folgt.)

DIE BEMESSUNG VON AUF BIEGUNG BEANSPRUCHTEN RÖHRENQUERSCHNITTEN AUS EISENBETON.

Von Dr. Wilhelm Vieser, Zivilingenieur für das Bauwesen und Baumeister, Wien.

Die immer mehr zunehmende Verwendung von Eisenbetonröhren sowie röhrenförmiger Körper auf den verschiedensten Anwendungsgebieten der Eisenbetonbauweise veranlaßte mich, geeignete Behelfe zur Bemessung und Spannungsberechnung von auf Biegung beanspruchten Röhrenquerschnitten zu verfassen.

Dies war notwendig, weil die einschlägigen Werke in ihrem theoretischen Teil fast ausnahmslos gar nichts hierüber enthalten und das einzige Werk, das sich mit dieser Frage u. a. befaßt, nur den Fall, daß die Zugzone im Beton vernachlässigt wird, behandelt.

Bei allen Röhren erscheint es fast nötig, die Größe der auftretenden Zugspannungen zu ermitteln, um den Grad der Rißsicherheit feststellen zu können, da von Schornsteinen und Leitungsmasten abgesehen, die Röhren in der Regel Flüssigkeiten enthalten oder in ihnen sich befinden und somit die Undurchlässigkeit der Wandungen unentbehrlich ist.

Im folgenden werden daher Formeln für Rohrquerschnitte für 3 verschiedene Annahmen abgeleitet werden, und zwar für den Fall der Vernachlässigung der Mitwirkung der Betonzugzone, ferner für 2 Fälle der Berücksichtigung der Betonzugspannungen, nämlich nach den deutschen Vorschriften $E_{bz} = E_{bd}$ und nach den österreichischen Vorschriften $E_{bz} = {}^4/_{10}\, E_{bd}$.

[1]) „Zeitschrift des Vereins deutscher Ingenieure." 1920. S. 613 u. f.
[2]) „Der Bauingenieur" 1920 S. 104 u. f.

Die Herleitung der Formeln erfolgt unter der Voraussetzung dünnwandiger Rohre.

Mit weiteren Entwicklungen wird gezeigt werden, bis zu welchem Verhältnis Wandstärke zu Rohrhalbmesser die Formeln zutreffende Werte liefern.

A. Dünnwandige Rohre.

Die Annahme eines dünnwandigen Rohres hat wesentlich übersichtlichere Formeln zur Folge und genügt in der Regel vollkommen.

Man denkt sich zu diesem Zweck die Eisenbewehrung, die wohl meistens in 2 Zylinderflächen liegen wird, in der Mitte der Wandung als dünnes Blechrohr und rechnet somit die mittleren Spannungen, ebenso geht man hinsichtlich des Betonquerschnittes vor, was den Vorteil hat, daß man nicht die statischen und die Trägheitsmomente von Flächen, sondern nur die von Linien ermitteln muß, was die Ableitungen wesentlich vereinfacht.

Die weiteren Entwicklungen bedürfen nunmehr keiner ausführlichen Begründung, da die verwendeten Formeln, insoweit sie nicht abgeleitet wurden, dem Taschenbuch „Hütte" entnommen wurden.

Es bezeichnet:

R den äußeren Halbmesser
r den inneren „
$\varrho = \frac{r+R}{2}$ den mittleren Halbmesser } des Rohres
d die Wandstärke ($d = R - r$),
e die ideelle Dicke eines Eisenrohres gleicher Fläche als die Eisenbewehrung mit einem Rohrhalbmesser gleich ϱ,
α den Winkel, den der Halbmesser der Nullfaser mit dem vertikalen Durchmesser vom Rohrscheitel gerechnet einschließt.

Die übrigen Bezeichnungen werden fallweise angegeben.

I. Rohrquerschnitt: Zugzone unberücksichtigt.

Die Eisenfläche ist: $f_e = 2\pi\varrho e$. Der Schwerpunkt derselben befindet sich im Rohrmittelpunkt.

Die Betondruckfläche ist: $F_b = \varrho d (2\alpha)$.

Das statische Moment derselben — gleich der eines Kreislinienstückes von dem Gewicht d und dem Zentriwinkel 2α — in bezug auf die Nullinie beträgt

$$(2\alpha)\varrho d\left(\varrho\frac{\sin\alpha}{\alpha} - \varrho\cos\alpha\right),$$

da $\varrho\cos\alpha$ der Abstand der Nullinie vom horizontalen Rohrdurchmesser ist.

Aus den Gleichgewichtsbedingungen erhält man die Lage der Nullinie aus der Bedingung, daß die Summe der statischen Momente der wirksamen Querschnittsteile in bezug auf dieselbe null sein muß; somit:

$$\varrho(2\alpha)d\left[\frac{\sin\alpha}{\alpha} - \cos\alpha\right] - 2\pi\varrho e n(\varrho\cos\alpha) = 0 \quad \ldots \quad (I$$

Hierin ist $n = E_e : E_{bd}$ (gewöhnlich 15).

Bezeichnet man das Verhältnis $e : d = \varphi$ — Bewehrungsverhältnis —, so erhält man nach Kürzungen die Gleichung:

$$\operatorname{tg}\alpha - \alpha = \pi n\varphi \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad (I$$

Man findet leicht, daß für Bewehrungsverhältnisse von 0,001 — 0,050 oder 0,1 — 5 vH der Wert α zwischen 30^0 und 75^0 liegt.

Für die Ermittlung von Rechnungsbehelfen empfiehlt es sich, nicht das Bewehrungsverhältnis — da die Gleichung (I) nur versuchsweise gelöst werden kann —, sondern den Winkel α anzunehmen. In der Tafel I wurden die Größen φ für α von 30^0 bis 75^0 mit einem Unterschied von 5 bzw. $2\frac{1}{2}^0$ berechnet.

Zur Ermittlung der Spannungen benötigen wir nun noch das Trägheitsmoment des wirksamen Querschnittes, da die zweite Gleichgewichtsbedingung diese Wirkungsgröße enthält.

Das Trägheitsmoment des Eisenquerschnittes ist das einer Vollkreislinie in bezug auf eine zum Durchmesser parallele Achse im Abstand $\varrho\cos\alpha$ vom Mittelpunkt, wobei die Dichte mit (n e) einzusetzen ist, somit:

$$J_e = (e n)\varrho^3\pi + (2\pi\varrho e n)\varrho^2\cos^2\alpha = 2\pi n e\varrho^3(\tfrac{1}{2} + \cos^2\alpha) \quad (2$$

Das Trägheitsmoment der gedrückten Betonfläche ist das eines Kreislinienstückes vom Zentriwinkel 2α und der Dichte d in bezug auf die Nullinie.

Aus dem Trägheitsmoment für den Mittelpunkt ermittelt man das auf die Schwerachse des Linienabschnittes und aus diesem das in bezug auf die Nullinie.

Daher ist:

$$J_b = \frac{1}{2}\varrho^3 d(2\alpha + \sin 2\alpha) - \varrho d 2\alpha\left(\varrho\frac{\sin\alpha}{\alpha}\right)^2 + \varrho d 2\alpha\left[\varrho\frac{\sin\alpha}{\alpha} - \varrho\cos\alpha\right]^2$$

woraus

$$J_b = 2d\varrho^3\left[\frac{\alpha}{2} + \frac{\sin 2\alpha}{4} - \alpha\frac{\sin\alpha\cos\alpha}{\alpha}\cdot 2 + \alpha\cos^2\alpha\right]$$

$$= 2d\varrho^3\left[\frac{\alpha}{2} + \frac{\sin 2\alpha}{4} - \sin 2\alpha + \alpha\cos^2\alpha\right]$$

$$J_b = 2d\varrho^3\left[\frac{\alpha}{2} - \frac{3}{4}\sin 2\alpha + \alpha\cos^2\alpha\right] \quad \ldots\ldots \quad (3$$

$$J = J_e + J_b \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad (4$$

$$J = 2\varrho^3 d\left[\left(\frac{\alpha}{2} - \frac{3}{4}\sin 2\alpha + \alpha\cos^2\alpha\right) + n\pi\frac{e}{d}\left(\frac{1}{2} + \cos^2\alpha\right)\right] \quad (5$$

$$J = 2\varrho^3 d\left[\frac{\alpha}{2} - \frac{3}{4}\sin 2\alpha + \alpha\cos^2\alpha + n\pi\varphi\left(\frac{1}{2} + \cos^2\alpha\right)\right] \quad (II$$

$$\sigma_{bd} = M\varrho(1 - \cos\alpha) : J \quad \ldots\ldots\ldots \quad (6$$

$$\sigma_e : \sigma_{bd} = n(1 + \cos\alpha) : (1 - \cos\alpha) \quad \ldots\ldots \quad (7$$

oder $$\sigma_e = \beta\sigma_{bd} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad (8$$

Der Nullinienabstand ist

$$x = \xi\varrho = (1 - \cos\alpha)\varrho \quad \ldots\ldots\ldots \quad (9$$

$$\xi = (1 - \cos\alpha) \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad (10$$

Aus Gl. (6): $\sigma_{bd} J = M\varrho(1 - \cos\alpha)$;

bezeichnet man den Klammerausdruck in Gleichung (II) mit $\mathfrak{A}$, so kann man schreiben:

$$J = 2\varrho^3 d\mathfrak{A} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad (11$$

und weiter $$\sigma_{bd} 2\varrho^3 d\mathfrak{A} = M\varrho(1 - \cos\alpha)$$

$$M = \sigma_{bd}\varrho^2 d\frac{2\mathfrak{A}}{1 - \cos\alpha} = \mu_1\sigma_{bd}\varrho^2 d \quad \ldots\ldots \quad (III$$

Will man bei gegebenen Moment und Abmessungen die Spannungen rechnerisch ermitteln, so muß man aus Gl. (I) zunächst α durch Versuch berechnen und hierauf J aus Gl. (II) ermitteln. Die Gleichungen (6) u. (7) liefern dann die Spannungen in Rohrwandmitte — also nicht die Betonrandspannung; wollte man diese, so wäre σ_{bd} noch zu vergrößern, und zwar wie folgt:

$$\sigma_{br} = \sigma_{bd}\frac{x + \frac{d}{2}}{x} \quad \ldots\ldots\ldots \quad (12$$

Will man die Tafel I zur Vereinfachung der Rechnung verwenden, so ermittelt man durch Einschaltung zwischen den

Tafel I.

$E_{bz} = 0$ (Betonzugzone vernachlässigt).

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
$\alpha°$	$\widehat{\alpha}$	$\operatorname{tg}\alpha$	$\operatorname{tg}\alpha - \alpha = n\pi\varphi$	φ	$\cos\alpha$	$\cos^2\alpha$	$1/2 + \cos^2\alpha$	Sp. 4 · Sp. 8	$\sin 2\alpha$	$3/4 \sin 2\alpha$	$\widehat{\alpha}/2$	$\alpha\cos^2\alpha$	Sp. 12 + Sp. 13
30	0,52360	0,57735	0,05375	0,00114	0,86603	0,7496	1,2496	0,0671	0,86603	0,6495	0,2618	0,3924	0,6542
35	0,61087	0,70021	0,08934	0,00189	0,81915	0,6709	1,1709	0,1046	0,93969	0,7048	0,3054	0,4097	0,7151
40	0,69813	0,83910	0,14097	0,00299	0,76604	0,5868	1,0868	0,1553	0,98481	0,7386	0,3491	0,4095	0,7586
45	0,78540	1,00000	0,21460	0,00455	0,70711	0,5000	1,0000	0,2146	1,00000	0,7500	0,3927	0,3927	0,7854
50	0,87266	1,19175	0,31909	0,00676	0,64279	0,4132	0,9132	0,2915	0,98481	0,7386	0,4363	0,3605	0,7968
55	0,95993	1,42815	0,46822	0,01008	0,57358	0,3290	0,8290	0,3880	0,93969	0,7048	0,4799	0,3158	0,7957
60	1,04720	1,73205	0,68485	0,01452	0,50000	0,2500	0,7500	0,5136	0,86603	0,6495	0,5236	0,2618	0,7854
65	1,13446	2,14451	1,01005	0,02140	0,42262	0,1786	0,6786	0,6854	0,76604	0,5745	0,5672	0,2025	0,7697
67½	1,17810	2,41421	1,23611	0,02619	0,38268	0,1465	0,6465	0,7991	0,70711	0,5303	0,5890	0,1725	0,7615
70	1,22173	2,74748	1,52575	0,03234	0,34202	0,1170	0,6170	0,9413	0,64279	0,4821	0,6109	0,1428	0,7537
72½	1,26537	3,17159	1,90622	0,04040	0,30071	0,0904	0,5904	1,1254	0,57358	0,4302	0,6327	0,1144	0,7471
75	1,30900	3,73205	2,42305	0,05138	0,25882	0,0670	0,5670	1,3738	0,50000	0,3750	0,6545	0,0876	0,7421

Tafel II. $E_{bz} = E_{bd}$.

1	15	16	17	18	19	20	21	22			
$\alpha°$	Sp. 14 − Sp. 11	Sp. 15 + Sp. 9	$1-\cos\alpha = \xi$	$1/2\,\mu_2$	μ_1	$1+\cos\alpha$	$\frac{1+\cos\alpha}{1-\cos\alpha}$	β	φ	$1+n\varphi$	μ_2
30	0,0047	0,0718	0,1340	0,536	1,072	1,8660	13,94	209,10	0,000	1,000	3,141
35	0,0103	0,1149	0,1808	0,636	1,272	1,8192	10,06	150,90	0,002	1,030	3,235
40	0,0200	0,1753	0,2340	0,748	1,496	1,7660	7,55	113,25	0,004	1,060	3,330
45	0,0354	0,2500	0,2929	0,854	1,708	1,7071	5,83	87,45	0,006	1,090	3,424
									0,008	1,120	3,520
50	0,0582	0,3497	0,3572	0,978	1,956	1,6428	4,60	69,00	0,010	1,150	3,613
55	0,0909	0,4789	0,4264	1,123	2,246	1,5736	3,69	55,35			
60	0,1359	0,6495	0,5000	1,299	2,598	1,5000	3,00	45,00	0,015	1,225	3,848
65	0,1952	0,8806	0,5774	1,525	3,050	1,4226	2,464	36,96	0,020	1,300	4,084
									0,025	1,375	4,320
67½	0,2312	1,0303	0,6173	1,670	3,340	1,3827	2,240	33,60	0,030	1,450	4,555
70	0,2716	1,2129	0,6580	1,843	3,686	1,3420	2,040	30,60	0,035	1,525	4,790
72½	0,3169	1,4423	0,6993	2,062	4,124	1,3007	1,861	27,92	0,040	1,600	5,027
75	0,3671	1,7409	0,7412	2,346	4,692	1,2588	1,698	25,47	0,050	1,750	5,498

Tabellenwerten μ_1 und rechnet σ_{bd} aus Gleichung (III). Die Einschaltung hat unter Bezugnahme auf „φ" zu erfolgen[1]). Dann entnimmt man der Tafel auf gleiche Weise die zugehörigen Werte von β und ξ und stellt mit Gl. (8) und (9) σ_{bd} und x fest; σ_{br} ergibt sich dann aus der Gl. (12).

II. Berücksichtigung der Betonzugzone unter Voraussetzung eines gleichen Elastizitätsmoduls für Zug und Druck. $E_{bz} = E_{bd}$.

Diese Annahme, die bei Berechnung der Zugspannungen auf Grund der deutschen Vorschrift nötig ist, gestaltet die Rechnung besonders einfach.

Sie kann nämlich so vorgenommen werden wie für einen homogenen Querschnitt, wenn die n-fache Eisenfläche hinzugefügt wird.

Für dünnwandige Rohre erhält man folgende einfache Beziehungen:

$$F = 2\pi\varrho\,(d + n\,e) \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (13$$

$$J = (d + n\,e)\,\varrho^3\pi \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (14$$

$$\mathfrak{W} = (d + n\,e)\,\varrho^2\pi \text{ (Widerstandsmoment)} \quad \ldots \quad (15$$

Die Nullinie geht durch den Mittelpunkt, daher:

$$\sigma_{bd} = \sigma_{bz} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (16$$

$$\sigma_e = n\,\sigma_{bd} \text{ bezw. } n\,\sigma_{bz} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad (17$$

$$\sigma_{bd} = \sigma_{bz} = \frac{M}{(d + n\,e)\,\varrho^2\pi} = \frac{M}{\varrho^2\,d\,\pi\,(1 + n\,\varphi)} \quad \ldots\ldots \quad (IV$$

Die Bestimmung der mittleren Spannungen ist nach Gleichungen (IV) und (17) sehr einfach.

Setzt man $\pi\,(1 + n\,\varphi) = \mu_2$, so kann man die Gleichung (IV) auch so schreiben:

$$M = \mu_2\,\sigma_{bd}\,\varrho^2\,d \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad (IV'$$

Sie hat nun die gleiche Form wie die Gl. (III).

Die Werte μ_2 können aus der Tafel II entnommen werden[1])

Die eigentliche Betonrandspannung ist nun:

$$\sigma_{br} = \sigma_{bd}\,\frac{x + \frac{d}{2}}{x} = \frac{\varrho + \frac{d}{2}}{\varrho} = \frac{R}{\varrho} \quad \ldots\ldots\ldots \quad (18$$

Bei dickwandigen Rohren stimmt die so berechnete Randspannung gut überein mit dem genauen Wert, sofern die Wandstärke max. $1/7$ des Halbmessers beträgt; aber auch für größere Dicken sind die Werte noch brauchbar.

[1]) Die geradlinige Einschaltung ist wegen der großen Unterschiede ungenau. Genauer wäre eine zeichnerische Einschaltung zwischen 3 Tabellenwerten.

III. Berücksichtigung der Betonzugzone unter der Annahme, daß $E_{bz} = 0{,}4\, E_{bd}$ sei (österr. Vorschrift).

Die Ableitung der Gleichungen erfolgt unter Verwendung der sinngemäß verwendeten Beziehungen unter I. Es sind hier 3 Anteile zu berücksichtigen: a) die Betondruck-, b) die Betonzugzone mit $^4/_{10}$ ihrer Größe und c) die 15-fache Eisenfläche.

Mit den gleichen Bezeichnungen erhalten wir zur Ermittlung der Lage der Nullinie nachstehende Beträge für die statischen Momente der 3 Flächen.

Das statische Moment der Betondruckzone in bezug auf die Nullinie (Abstand $\varrho \cos\alpha$ vom Mittelpunkt) ist:

$$\mathfrak{S}_b = \varrho\, 2\, \alpha\, d\left(\varrho \frac{\sin\alpha}{\alpha} - \varrho\cos\alpha\right) \quad \ldots\ldots\ldots (19$$

Das der Zugzone für $\alpha' = \pi - \alpha$ ist somit:

$$\mathfrak{S}_b' = \varrho\, 2\, (\pi-\alpha)\, d\left[\varrho \frac{\sin\alpha}{\pi-\alpha} + \varrho\cos\alpha\right] \quad \ldots\ldots (20$$

Die erste Gleichgewichtsbedingung liefert somit:

$$\varrho^2\, 2\, \alpha\, d\left(\frac{\sin\alpha}{\alpha} - \cos\alpha\right) = 2(\pi-\alpha)\, d\, \frac{4}{10}\left(\frac{\sin\alpha}{\pi-\alpha} + \cos\alpha\right)\varrho^2 + 2\,\pi\, n\, e\, \varrho^2 \cos\alpha \quad \ldots (21$$

$$2\,\varrho^2\, d\cos\alpha\,[\operatorname{tg}\alpha - \alpha] = 2\,\varrho^2\, d\cos\alpha\,[n\,\pi\,\varphi + {}^4/_{10}(\operatorname{tg}\alpha + \pi - \alpha)] \quad (22$$

$$\operatorname{tg}\alpha - \alpha = n\,\pi\,\varphi + 0{,}4\,(\operatorname{tg}\alpha + \pi - \alpha) \quad \ldots\ldots (23$$

$$^6/_{10}(\operatorname{tg}\alpha - \alpha) = n\,\pi\,\varphi + 0{,}4\,\pi \quad \ldots\ldots\ldots (24$$

$$^6/_{10}(\operatorname{tg}\alpha - \alpha) - 0{,}4\,\pi = 15\,\pi\,\varphi \quad \ldots\ldots\ldots (V$$

Die Lage der Nullinie ist mit Gleichung (V) festgelegt und kann versuchsweise ermittelt werden.

Die Trägheitsmomente der wirksamen Querschnittsteile vermehren sich gegenüber Fall I um den Beitrag der Zugzone, der mit seinem $^4/_{10}$-fachen Wert einbezogen wird. Es ist daher [vergl. Gl. (3)]:

$$J_b = 2\,\varrho^3\, d\left(\frac{\alpha}{2} - \frac{3}{4}\sin 2\alpha + \alpha\cos^2\alpha\right) + 2\,\varrho^3\, d\,\frac{4}{10}\left[\frac{\pi-\alpha}{2} - \frac{3}{4}\sin(2\pi - 2\alpha) + (\pi-\alpha)\cos^2(\pi-\alpha)\right] \quad (25$$

$$J_b = 2\,\varrho^3\, d\left(\frac{\alpha}{2} - \frac{3}{4}\sin 2\alpha + \alpha\cos^2\alpha\right) + 2\,\varrho^3\, d\,\frac{4}{10}\left[\frac{\pi-\alpha}{2} + \frac{3}{4}\sin 2\alpha + (\pi-\alpha)\cos^2\alpha\right] \quad (26$$

$$J_e = 2\,\varrho^3\,\pi\, n\, e\,(^1/_2 + \cos^2\alpha) \quad \text{[siehe Gl. (2)]} \quad \ldots\ldots (27$$

$$J = J_b + J_e \quad \ldots\ldots\ldots (28$$

$$J = 2\,\varrho^3\, d\left[\left(\frac{\alpha}{2} - \frac{3}{4}\sin 2\alpha + \alpha\cos^2\alpha\right) + \frac{4}{10}\left(\frac{\pi-\alpha}{2} + \frac{3}{4}\sin 2\alpha + (\pi-\alpha)\cos^2\alpha\right) + n\,\pi\,\varphi\left(\frac{1}{2} + \cos^2\alpha\right)\right] \quad (29$$

oder kürzer $$J = 2\,\varrho^3\, d\,\mathfrak{A}' \quad \ldots\ldots\ldots (30$$

Nun ist aber:

$$\sigma_{bz} = 0{,}4\,\frac{M}{J}\,\varrho\,(1+\cos\alpha) \quad \ldots\ldots\ldots (31$$

$$\sigma_{bd} : \sigma_{bz} = 1 - \cos\alpha : {}^4/_{10}(1+\cos\alpha) \quad \ldots\ldots (32$$

$$\sigma_{bd} = \delta\,\sigma_{bz} \quad \ldots\ldots\ldots (33$$

$$\sigma_e = 37{,}5\,\sigma_{bz} \quad \ldots\ldots\ldots (34$$

$$x = \xi\,\varrho = (1-\cos\alpha)\,\varrho \quad \ldots\ldots\ldots (35$$

Den Ausdruck $\mathfrak{A}'$ kann man weiter umwandeln:

$$\mathfrak{A}' = \left(\frac{\alpha}{2} - \frac{3}{4}\sin 2\alpha + \alpha\cos^2\alpha\right) - \frac{4}{10}\left(\frac{\alpha}{2} - \frac{3}{4}\sin 2\alpha + \alpha\cos^2\alpha\right) + \frac{4}{10}\left(\frac{\pi}{2} + \pi\cos^2\alpha\right) + n\,\pi\,\varphi\left(\frac{1}{2} + \cos^2\alpha\right) \quad (36$$

$$\mathfrak{A}' = \frac{6}{10}\left(\frac{\alpha}{2} - \frac{3}{4}\sin 2\alpha + \alpha\cos^2\alpha\right) + \frac{4\,\pi}{10}\left(\frac{1}{2} + \cos^2\alpha\right) + n\,\pi\,\varphi\left(\frac{1}{2} + \cos^2\alpha\right)$$

$$= \frac{6}{10}\left(\frac{\alpha}{2} - \frac{3}{4}\sin 2\alpha + \alpha\cos^2\alpha\right) + \pi\left(\frac{1}{2} + \cos^2\alpha\right)\left[\frac{4}{10} + n\,\varphi\right] \quad (37$$

Man kann somit σ_{bz} aus Gl. (VI) bestimmen und hierauf σ_{bd}, σ_e und x aus den Gl. (33), (34) und (35).

Will man noch die eigentliche Randspannung (statt der mittleren Spannung σ_{bd} oder σ_{bz}), so sind die Werte zu vergrößern wie folgt:

$$\sigma_{br} = \sigma_{bd}\,\frac{x + \frac{d}{2}}{x} \quad \ldots\ldots\ldots (40$$

bzw.
$$\sigma'_{br} = \sigma_{bz}\,\frac{2\,\varrho - x + \frac{d}{2}}{2\,\varrho - x} \quad \ldots\ldots\ldots (41$$

Berechnet man aus Gleichung (V) die Werte α für Bewehrungsziffern $\varphi = 0{,}0 - 0{,}05$ (5 vH), so sieht man, daß α von $73^0\ 30'$ bis $82^0\ 30'$ wächst.

Man ist nun leicht in der Lage, für Unterschiede von 30′ die Werte φ und $\mathfrak{A}'$ — zu ermitteln. Setzt man den Wert J aus Gl. 30 in Gl. (31) ein, so erhält man:

$$2\,\varrho^3\, d\,\mathfrak{A}'\,\sigma_{bz} = 0{,}4\,M\,\varrho\,(1+\cos\alpha) \quad \ldots\ldots\ldots (38$$

und weiter:
$$M = \sigma_{bz}\,\varrho^2\, d\,\frac{2\,\mathfrak{A}'}{0{,}4\,(1+\cos\alpha)} \quad \ldots\ldots\ldots (39$$

$$M = \mu_3\,\sigma_{bz}\,\varrho^2\, d \quad \ldots\ldots\ldots (VI$$

Den Wert μ_3 kann man der Tafel III entnehmen, sobald φ gewählt ist — im Wege der Einschaltung zwischen den Tafelwerten[2]).

Die vorstehenden Ableitungen gestatten nicht nur die Spannungsermittlung bei gegebenen Wirkungsgrößen, sondern auch die Querschnittsbemessung.

Nimmt man das Bewehrungsverhältnis an, so kann man aus den Gleichungen α berechnen oder aus den Tafeln entnehmen und bei Wahl eines bestimmten Verhältnisses d/ϱ die Größe ϱ rasch aus den Gleichungen (III), (IV′) oder (VI) bestimmen.

Meistens wird aber der Fall so liegen, daß ϱ und d bekannt sind und daß man φ bestimmen muß. Der zum Ziele führende Vorgang bedarf wohl keiner Erläuterung mehr.

B. Dickwandige Rohre.

Die bisherigen Ableitungen gingen unter der Annahme dünnwandiger Rohre vor sich. Bei den allermeisten Anwendungsgebieten dürfte diese Voraussetzung vollkommen statthaft sein, insbesondere bei allen Rohrleitungen und anderen Gefäßen. Bei Leitungsmasten wird im Wipfelteil von Schleudermasten diese Vereinfachung nicht mehr richtig sein.

Im Rahmen dieser Abhandlung würde es zu weit führen, alle 3 Fälle wie unter A. vorzuführen. Man sieht ohne weiteres ein, daß in den Fällen I und III, in welchen die Nullinie nicht durch den Mittelpunkt geht, die Formeln für die Lage der Nullinie und die für die Trägheitsmomente bereits sehr umständlich werden. Man darf streng genommen nicht einen

[2]) Siehe Fußnote 1, Seite 387).

Tafel III.

Betonzugzone berücksichtigt. $E_{bz} = 0{,}4\,E_{bd}$ (Österr. Vorschrift).

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
$\alpha°$	$2\widehat{\alpha}$	$\widehat{\alpha}$	$\operatorname{tg}\alpha$	$\operatorname{tg}\alpha-\alpha$	$\pi+\operatorname{tg}\alpha-\alpha$	0,4 · Sp. 6	Sp. 5–7 $=n\pi\varphi$	φ	$\cos\alpha$	$\cos^2\alpha$	$\frac{1}{2}+\cos^2\alpha$	Sp. 8 · Sp. 12	$0{,}4\pi\times$ Sp. 12	$\widehat{\alpha}/2$	$\sin 2\alpha$
73° 30′	2,56563	1,2828	3,3759	2,0931	5,2347	2,0939	−0,0008	0	0,2840	0,0806	0,5806	−0,0005	0,7297	0,6414	0,5446
74° 00′	2,58308	1,2915	3,4874	2,1959	5,3375	2,1350	0,0609	0,00129	0,2756	0,0760	0,5760	0,0351	0,7237	0,6457	0,5299
74° 30′	2,60054	1,3002	3,6059	2,3057	5,4473	2,1789	0,1268	0,00269	0,2672	0,0714	0,5714	0,0724	0,7180	0,6501	0,5150
75° 30′	2,63545	1,3177	3,8667	2,5490	5,6906	2,2762	0,2728	0,00578	0,2504	0,0627	0,5627	0,1535	0,7070	0,6588	0,4848
76° 30′	2,67035	1,3352	4,1653	2,8301	5,9717	2,3887	0,4414	0,00936	0,2335	0,0545	0,5545	0,2445	0,6967	0,6676	0,4540
77° 30′	2,70526	1,3526	4,5107	3,1621	6,3037	2,5215	0,6406	0,01360	0,2164	0,0468	0,5468	0,3505	0,6870	0,6763	0,4226
78° 30′	2,74017	1,3701	4,9152	3,5451	6,6867	2,6743	0,8708	0,01846	0,1994	0,0398	0,5398	0,4699	0,6783	0,6850	0,3907
79° 30′	2,77507	1,3875	5,3955	4,0080	7,1496	2,8598	1,1482	0,02435	0,1822	0,0332	0,5332	0,6121	0,6700	0,6938	0,3584
80° 30′	2,80998	1,4050	5,9758	4,5708	7,7124	3,0850	1,4958	0,03160	0,1651	0,0273	0,5273	0,7886	0,6626	0,7025	0,3256
81° 30′	2,84489	1,4224	6,6912	5,2688	8,4104	3,3642	1,9046	0,04040	0,1478	0,0218	0,5218	0,9938	0,6557	0,7112	0,2924
82° 30′	2,87979	1,4399	7,5958	6,1559	9,2975	3,7190	2,4369	0,05170	0,1305	0,0170	0,5170	1,2599	0,6497	0,7200	0,2588

1	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30
$\alpha°$	$3\sin 2\alpha$	$\frac{3}{4}\sin 2\alpha$	$\widehat{\alpha}\cos^2\alpha$	Sp. 15 + Sp. 19	Sp. 20 − Sp. 18 $=\mathfrak{A}_1$	$\frac{6}{10}\mathfrak{A}_1$	Sp. 13 + 14 + 22	$2\mathfrak{A}=$ 2 · Sp. 23	$1+\cos\alpha$	$0{,}4\times(1+\cos\alpha)$	μ_3	$1-\cos\alpha=\xi$	Sp. 28 : Sp. 26 $=\delta$	Sp. 13 + Sp. 14
73° 30′	1,6338	0,4084	0,1035	0,7449	0,3365	0,2019	0,9311	1,8622	1,2840	0,5136	3,63	0,7160	1,395	0,7292
74° 00′	1,5897	0,3974	0,0982	0,7439	0,3465	0,2079	0,9667	1,9334	1,2756	0,5102	3,79	0,7244	1,420	0,7588
74° 30′	1,5450	0,3862	0,0928	0,7429	0,3567	0,2140	1,0044	2,0088	1,2672	0,5069	3,96	0,7328	1,445	0,7904
75° 30′	1,4544	0,3636	0,0826	0,7414	0,3778	0,2267	1,0872	2,1744	1,2504	0,5002	4,35	0,7496	1,498	0,8605
76° 30′	1,3620	0,3405	0,0728	0,7404	0,3999	0,2399	1,1811	2,3622	1,2335	0,4934	4,79	0,7665	1,553	0,9412
77° 30′	1,2678	0,3169	0,0633	0,7396	0,4227	0,2536	1,2911	2,5822	1,2164	0,4866	5,31	0,7836	1,610	1,0375
78° 30′	1,1721	0,2930	0,0545	0,7395	0,4465	0,2679	1,4161	2,8322	1,1994	0,4798	5,91	0,8006	1,669	1,1482
79° 30′	1,0752	0,2688	0,0461	0,7399	0,4711	0,2827	1,5648	3,1296	1,1822	0,4729	6,62	0,8178	1,730	1,2821
80° 30′	0,9768	0,2442	0,0384	0,7409	0,4967	0,2980	1,7492	3,4984	1,1651	0,4660	7,51	0,8349	1,791	1,4512
81° 30′	0,8772	0,2193	0,0310	0,7422	0,5229	0,3137	1,9632	3,9264	1,1478	0,4591	8,54	0,8532	1,858	1,6495
82° 30′	0,7764	0,1941	0,0245	0,7445	0,5504	0,3302	2,2398	4,4796	1,1305	0,4522	9,90	0,8695	1,923	1,9096

Ringsektor betrachten, weil dessen seitliche Begrenzung radial ist, sondern die Differenz zweier Kreisabschnitte mit verschiedenen Zentriwinkeln.

Die Lage der Nullinie erfordert demnach die Auflösung einer umständlichen Gleichung, die Herstellung von Tafeln wäre außerordentlich mühsam.

Um die zeitraubende Berechnung zu umgehen, wird man die Berechnung dickwandiger Rohre ebenfalls so vornehmen wie die dünnwandiger und zu Vergleichszwecken z. B. bei Leitungsmasten mit vollem Kreisquerschnitt rechnen.

Die erstere Annahme liefert zu große Randspannungen, daher größere Sicherheit; letztere zu kleine Spannungen. Für den Fall II. $E_{bz} = E_{bd}$ läßt sich leicht ein Überblick gewinnen über den Einfluß der gemachten Vereinfachungen.

Beschränken wir uns auf die Beiträge der Betonflächen, weil die der Eisenflächen bei beiden Annahmen dieselben Werte liefern und somit zu Verringerungen der relativen Differenzen beitragen, so gestaltet sich der Vergleich recht einfach.

Die Nullinie geht durch den Mittelpunkt. Die Randspannungen verhalten sich umgekehrt wie die Widerstandsmomente.

Für ein dünnwandiges Rohr erhielten wir [siehe Gl. (15)]:

$$\mathfrak{W} = \varrho^2 \pi d \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad (42$$

Für ein dickwandiges, wenn R den äußeren, r den inneren Halbmesser bedeutet,

$$\mathfrak{W}' = \frac{\pi}{4} \cdot \frac{R^4 - r^4}{R} \quad \ldots\ldots\ldots \quad (43$$

Setzt man $\varrho = \frac{R+r}{2}$, $d = R - r$ in Gleichung (42) ein, so ergibt sich:

$$\mathfrak{W} = \frac{\pi}{4} (R+r)^2 (R-r) \quad \ldots\ldots\ldots \quad (44$$

oder

$$\mathfrak{W} = \frac{\pi}{4} (R+r)(R^2 - r^2) \quad \ldots\ldots\ldots \quad (44'$$

Die Gleichung für $\mathfrak{W}'$ läßt sich wie folgt schreiben:

$$\mathfrak{W}' = \frac{\pi}{4} \cdot \frac{R^2 + r^2}{R} (R^2 - r^2) \quad \ldots\ldots\ldots \quad (43'$$

Es verhalten sich daher:

$$\mathfrak{W} : \mathfrak{W}' = (R+r)\,R : (R^2 + r^2)$$

$$= \left(1 + \frac{r}{R}\right) : \left[1 + \left(\frac{r}{R}\right)^2\right].$$

Die Widerstandsmomente für folgende Fälle von d sind nun proportional den nachstehenden Werten:

$r =$	$^{19}/_{20}\,R$	$^{9}/_{10}\,R$	$^{6}/_{7}\,R$	$^{4}/_{5}\,R$	$^{1}/_{2}\,R$
$d =$	$^{1}/_{20}\,R$	$^{1}/_{10}\,R$	$^{1}/_{7}\,R$	$^{1}/_{5}\,R$	$^{1}/_{2}\,R$
Näherungswert	1,950	1,900	1,857	1,800	1,500
genauer Wert	1,902	1,810	1,735	1,640	1,250

Hierbei ist jedoch zu beachten, daß die Näherungswerte für $\mathfrak{W}$ nicht die Randspannungen, sondern die Spannung in der obersten Mittelfaser liefern; will man somit auch in diesem Fall die Randspannungen, so sind die Werte für $\mathfrak{W}$ zu verbessern und zwar im umgekehrten Verhältnis der Spannungen, welches

$$\sigma_m : \sigma_r = \varrho : R = (R+r) : 2R$$

$\frac{R+r}{2R}$	$^{39}/_{40}$	$^{19}/_{20}$	$^{13}/_{14}$	$^{9}/_{10}$	$^{3}/_{4}$
Die verbesserten Näherungswerte sind:	1,900	1,805	1,725	1,620	1,125

Wir ersehen daraus, daß die verbesserten Näherungswerte durchwegs kleiner sind als die genauen, daß erstere somit größere Werte für die Randspannungen liefern. Die Abweichungen sind selbst in dem höchst ungünstigen Fall $d = \frac{R}{2}$ bloß 10 vH; bis $d = \frac{R}{7}$ ist sie nur etwa ½ vH.

Diese Tatsache läßt vermuten, daß auch in den anderen Fällen, nämlich I und III, keine großen Fehler begangen werden, wenn man dickwandige Rohre auf Biegung nach den für dünnwandige Rohre abgeleiteten Formeln dimensioniert. Die so berechneten Querschnitte sind etwas reichlicher dimensioniert als die nach dem genaueren Verfahren bestimmten, sofern im Näherungsverfahren die Randspannungen berücksichtigt werden.

PUNKTRECHENBILD FÜR AUF BIEGUNG BEANSPRUCHTE RÖHRENQUERSCHNITTE AUS EISENBETON[1].

Von Dr. Wilhelm Vieser.

Die für die Berechnung der Querschnittsabmessungen sowie für die Spannungsermittlung hergestellten Zahlentafeln genügen, um einen ungefähren Überblick über die Beziehungen zu gewinnen.

Will man genauere Werte erhalten, so müßte man zwischen den Tafelwerten geradlinig rechnerisch oder genauer zeichnerisch einschalten. Um diese lästige Arbeit zu vermeiden, empfiehlt es sich, die mathematischen Beziehungen zeichnerisch darzustellen. Für die Herstellung am einfachsten wäre die Darstellung der Funktionen in einem rechtwinkligen, gleichmäßig geteilten Bezugsystem. Die Benutzung solcher Tafeln ist jedoch unbequem, weil die Ablesung an den verschiedenen Skalen[2]) umständlich ist und die Abmessungen einer derartigen Tafel bei einiger Genauigkeit groß sein müßten. Beide Übelstände werden durch eine Darstellung in Form eines Punktrechenbildes (Nomogramm) vermieden.

Auf die Lehre dieser Darstellungsweise einzugehen, ist hier nicht der Ort und sei bloß erwähnt, daß der Begründer desselben d'Ocagne[3]) war und daß seine Verfahren auch in deutschen Schriften verwendet und vertieft wurden[4]).

In den vorliegenden Tafeln wurden gewöhnlich und logarithmisch geteilte geradlinige Teilungsträger verwendet, die zugehörigen Punkte liegen untereinander, die Verwendung einer Ablesegeraden erübrigt sich; die Ablesung erfolgt wie bei einem Rechenschieber mit unverschieblicher Zunge.

Die logarithmische Einheit der Teilungen für „φ" ist 12.5 cm lang; die Längen der übrigen Maßstäbe wurden entsprechend einer übersichtlichen Darstellung mit ausreichender Genauigkeit gewählt; der Geltungsbereich ist ein sehr großer; wollte man bei gleicher Größe größere Genauigkeit erzielen, so müßte man die Grenzen für die Werte „φ" einschränken und könnte dann für sie eine Einheit von 25 bis 50 cm Länge verwenden.

---

[1]) Anhang zum Aufsatze des Verfassers im gleichen Heft.

[2]) Im ganzen sieben.

[3]) „Traité de Nomographie".

[4]) Auch die Sammlung Göschen enthält ein Bändchen über graphisches Rechnen, wo die Literatur nachgesehen werden kann.

Verwendung der Rechentafel.

Die Bezeichnungen sowie die notwendigen Formeln sind in der Darstellung selbst enthalten.

Die Ablesung der untereinander liegenden zusammengehörigen Werte ist ohne Hilfsmittel möglich.

Aus den Tafeln I und II errechnet man die mittleren Betondruckspannungen, aus der Tafel III die mittleren Betonzugspannungen, weil die zugehörigen Werte „μ" eingetragen sind.

Damit man auch die Randspannungen rasch ermitteln kann, wurden auch in Tafel I und III Teilungen für „ξ", vorgesehen; in Tafel II konnte diese entfallen, weil ξ = 1 ist.

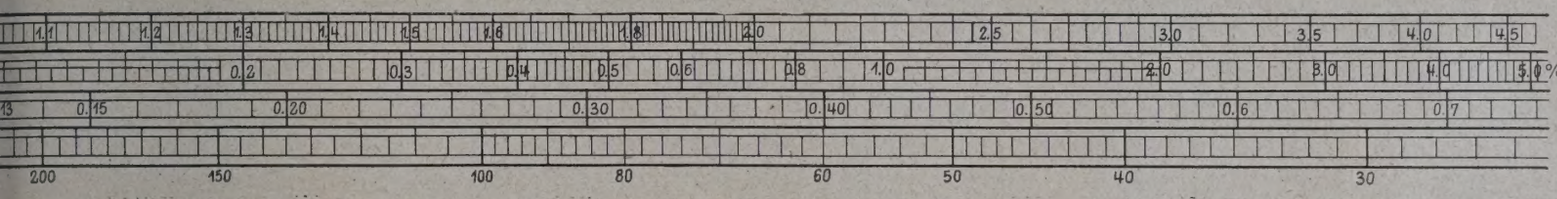
Die Vorführung eines Beispiels ist nach dem Angegebenen überflüssig.

Punktrechenbild für auf Biegung beanspruchte Eisenbetonrohrquerschnitte.

ϱ mittlerer Rohrradius. d Rohrwandstärke. φ Armierungsverhältnis. σ_d Betondruck-, σ_z Betonzugspannung in der mittl. Schicht. Maße in kg, cm, kg/cm², kgcm. x Nullinienabstand vom Druckrand.

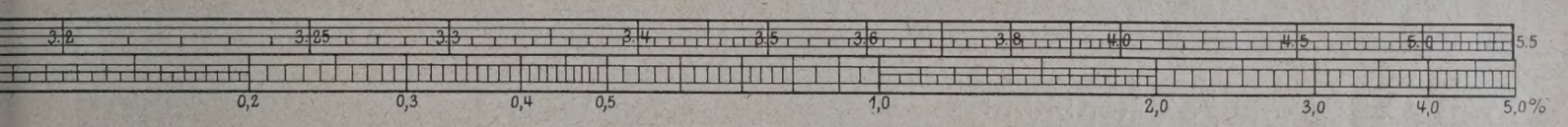
I. Betonzugzone vernachlässigt.

$M = \mu' \sigma_d \varrho^2 d$. $\sigma_e = \beta \sigma_d$. $\varphi = f_e : f_b$.



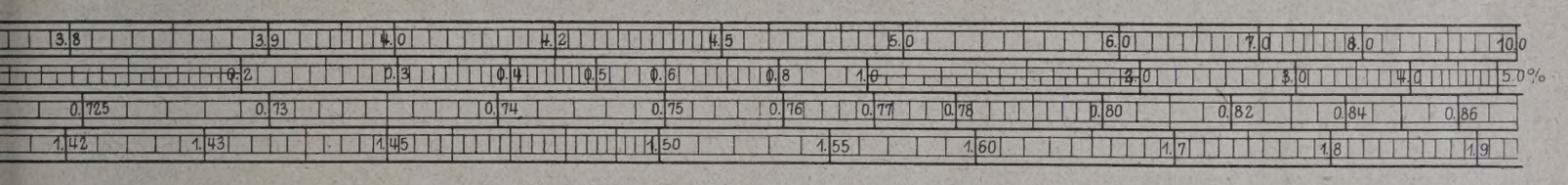
II. Homogener Querschnitt.

$E_{bz} = E_{bd}$. $n = 15$. $\sigma_e = 15\,\sigma_z = 15\,\sigma_d$. $M = \mu\,\sigma_d\,\varrho^2\,d$. $\varphi = f_e : f_b$.



III. Betonzugzone berücksichtigt.

Österr. Vorschrift. $E_{bz} = 0{,}4\,E_{bd}$.



$M = \mu'' \sigma_z \varrho^2 d$. $x = \xi \varrho$. $\sigma_e = 37{,}5\,\sigma_z$. $\sigma_d = \delta \sigma_z$. $\varphi = f_e : f_b$.

VOM GUTEN GESCHMACK.

Von Karl Bernhard, Berlin.

Meine unter „Eisenbaukunst" in Nr. 1 des vorigen Jahrganges dieser Zeitschrift gegebenen Darlegungen haben neben zustimmenden Äußerungen auch Widersprüche hervorgerufen, mit denen ich mich wegen dringenderer Berufspflichten erst jetzt befassen kann. Ich behaupte:

Das Zweckmäßige allein ist nicht schön. Die technische Schönheit wird erst durch die Form erzeugt, die der gute Geschmack des in jedem schaffenden Menschen waltenden Formgefühles bildet.

Dieser Satz ist nicht immer richtig verstanden, vor allem wegen der landläufigen Anschauung, daß der Geschmack verschieden ist und über ihn nicht gestritten werden soll. Darum wollen die Gegner des Satzes den Geschmack ausgeschaltet wissen. Dennoch gibt es Geschmacklosigkeiten, über die sich alle einig sind. Aus dem Wetteifer der Schaffenden entsteht die Blüte des Geschmacks. Es gibt Zeiten mit höherer und geringerer Blüte des Geschmacks. Vor der letzteren bewahre uns, deutsche Bauingenieure, das Schicksal beim bevorstehenden Wiederaufbau der Weltwirtschaft! Es gibt nun keinen Streit, daß der Geschmack durch den Reiz des Ebenmaßes, der Verhältnisse, der Ruhe des Werks befriedigt wird. Ein Zeit- und Geistesgenosse Fichtes, Adam Müller, sagt in seiner herrlichen Rede [1]) über den guten Geschmack: „Es springt in die Augen, daß das Urteil des Geschmacks nie ruhen, nie stillstehen, nie zur konventionellen Regel werden darf. Wie die wirkliche Welt in rastloser Umgestaltung sich fortbewegt, wie heut in den Umständen des Tages unschicklich wird, was gestern schicklich war, in derselben Beweglichkeit folgt das Urteil des echten Geschmacks dem Wechsel der Welterscheinung; nur das Steife, das Starre, das Ungelenksame, die Versteinerung des Konventionellen, dann das Überfließende aus sich selbst, unaufhörlich aus seinen Grenzen Herausschwankende, Unsichere ist das ewig Geschmacklose."

In seinem Eisenbau soll auch der Ingenieur sich vor Geschmacklosigkeiten nach dieser Richtschnur hüten, ohne eine Beugung der Zweckmäßigkeit zu erzeugen. Die Zweckmäßigkeit ohne diese Richtschnur liefert noch keine technische Schönheit.

Als Beispiele hierfür habe ich in genanntem Aufsatz und an anderen Stellen die Schwedlerbrücke inmitten des schönen Stadtbildes Potsdam und die Prinz-Heinrich-Brücke über dem Kaiser-Wilhelm-Kanal bei Kiel angeführt. Hiergegen wendet sich Reg.-Baumstr. Dr.-Ing. Georg Müller im Heft 15

[1]) Adam Müller, Zwölf Reden, 1920. Verlag Drei Masken, München.

des vorigen Jahrganges als Entwurfsverfasser der letzteren. In seiner Arbeit über „Neuere Formen von Hochbrücken" bringt er fünf verschiedene Lösungen für die vorliegende Aufgabe. Es ist anzuerkennen, daß die ausgeführte unter ihnen (s. Abb. 1) die technisch vollkommenste Bearbeitung ist. Aus Fundierungsgründen sind Pendelpfeiler neben der zu überbrückenden Wasserstraße angeordnet und die Längskräfte aus dem Tragwerk durch die äußersten Pfeiler in den Baugrund geleitet; das Tragwerk über dem Kanal ist mit Rücksicht auf die Schiffsdurchfahrt über der Fahrbahn, im übrigen jedoch unter ihr angeordnet. So erscheint die Aufgabe technisch scharf umgrenzt. Ohne an diesen Zweckmäßigkeiten etwas

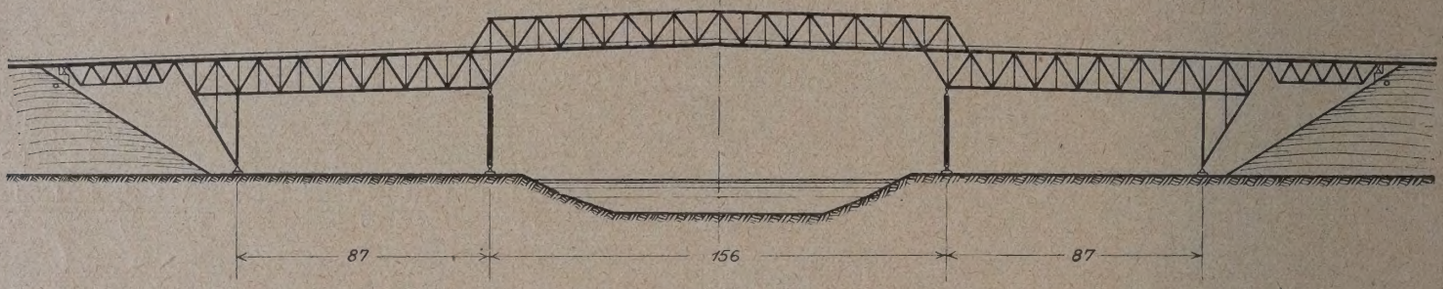


Abb. 1. Ausgeführte Prinz-Heinrich-Brücke über den Kaiser-Wilhelm-Kanal.

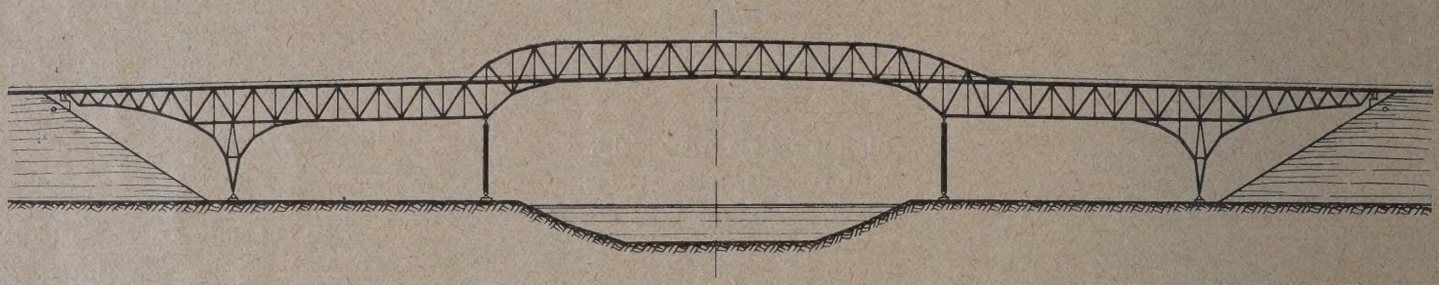


Abb. 2. Andere Möglichkeit der Linienführung mit und ohne Wendepunkt im Obergurt.

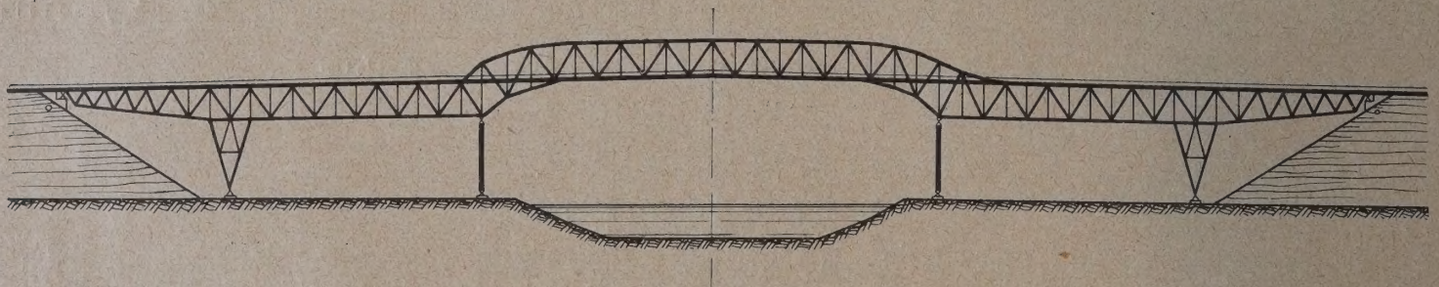


Abb. 3. Andere Möglichkeit der Linienführung mit und ohne Wendepunkt im Obergurt.

zu beschränken, würde aber eine Lösung möglich sein, welche zwei offensichtliche Härten in der Linienführung des Tragwerks vermeidet. Der gute Geschmack gebietet das, ohne die zweckmäßige Anordnung zu stören und die Kosten nennenswert zu vermehren. Die das Brückenbild beherrschende Linienführung der Gurte weist an dem ausgeführten Entwurf durch scharfe Kröpfung des Fachwerks beim Übergang aus der tieferen in die höhere Lage eine Unschönheit auf, die durch den geschwungenen Übergang der Gurtlinien, wie ich sie in Abb. 2 u. Abb. 3 als andere technische Möglichkeiten gegenübergestellt habe, hätte vermieden werden können. Vom Gelenk ab gehen die Druckkräfte in den Untergurt, dessen Queraussteifung ohne Schwierigkeiten möglich gewesen wäre. Immerhin mögen Anhänger der Steifheiten an den scharfen Kröpfungen Geschmack finden, über die Geschmacklosigkeit der Tragwandgestaltung an den äußeren Pfeilern neben den Böschungen der anschließenden Rampen aber dürfte kein Zweifel sein. Sie ist (s. Abb. 1) in kärgster Weise einseitig nach der Böschung zu behandelt zwecks Aussteifung des Tragwerks für die Übertragung der Längskräfte. Hier hätte eine symmetrische Ausbildung in geschwungener Form in ähnlicher Linienführung wie bei der Mittelöffnung zum gleichen Ziel geführt. Der an der Brücke entlang gleitende Blick stößt sich an der Unstetigkeit der einseitigen Dreiecksversteifung, welche auf den Laien sicher den Eindruck des nachträglich abgestützten Tragwerks macht. Die in Abb. 2 skizzierte symmetrische Lösung entspricht meiner Stößenseebrücke (s. Bernhard, Eiserne Brücken, S. 213). In Abb. 3 ist eine symmetrische Dreiecksversteifung in Verbindung mit einer nach den Endpfeilern geradlinig ansteigenden Untergurtung vorgeführt, welche weniger anspricht wie die in Abb. 2 gegebene Möglichkeit, wo die Linienführung der verschiedenen Öffnungen besser zusammenklingt. Die geschmacklich erwünschten Änderungen am Haupttragwerk der Kanalbrücke würden nur wenig mehr Eisen erfordert haben, das im Verhältnis zu den Gesamtbaukosten der Brücke kaum ins Gewicht fällt. Für ein so hervorragendes Bauwerk über eine Weltverkehrsstraße ersten Ranges, wo das Tragwerk mehr in der Gesamtansicht gesehen wird wie Hunderte von Eisenbahnbrücken, über welche die Mehrzahl der Beschauer im Zuge hinwegeilt, wäre eine solche Rücksicht fast kostenlos zu erreichen gewesen, namentlich im Hinblick auf die schönen, älteren Brücken des Kaiser-Wilhelm-Kanals. Jedenfalls wird es wohl wenig Beschauer geben, die die ausgeführte Prinz-Heinrich-Brücke (Abb. 1) als eine solche bezeichnen, wo der gute Geschmack neben der Zweckmäßigkeit gewaltet hat. Diese ästhetischen Mängel, die an die alten amerikanischen Brücken erinnern, schädigen die deutsche Eisenbaukunst.

Der Müllersche Vergleich einer nur zweckmäßigen Eisenkonstruktion mit einem trainierten, mageren Sportsmann und der Schluß, weil dieser schön sei, müsse es jene auch sein, ist

durchaus abwegig und irreführend. Abgesehen davon, daß viele Sportfexe wirklich alles andere als schön sind, sollten wir unsere Blicke auf die Kraftmenschen wenden, welche uns die bildende Kunst vorführt, z. B. auf den Diskoswerfer, den Läufer von Marathon oder auf Wandschneiders Sieger im Berliner Tiergarten. So gestaltet der gute Geschmack in seiner Blüte das Ebenmaß des menschlichen Körpers, der einer Höchstleistung fähig ist. Es ist grundfalsch zu glauben, alles, was die Natur erzeuge, sei schön. Erzeugt denn etwa die Natur keine Geschmacklosigkeiten? Erst die menschliche Kunst macht viele Naturerzeugnisse schmackhaft. Man vergegenwärtige sich doch aber auch, daß die Kunst, z. B. die Kochkunst, von Natur aus schmackhafte Erzeugnisse schädigen kann. Das gilt eben nicht bloß für das Schmecken mit dem Gaumen, sondern auch mit dem Ohre und dem Auge. An vielen Beispielen mag sich das jedermann selbst beweisen. Von dem schaffenden Ingenieur ist zu verlangen, daß er diese Fragen in sich klären und reifen lassen muß. So leuchtet aus den abwegigen Anschauungen, die leider vielfach bei schaffenden Ingenieuren, selbst auch in der Staatsverwaltung anzutreffen sind, die in meiner Arbeit über „Eisenbaukunst" verlangte Notwendigkeit einer künstlerischen Bildung des Bauingenieurs in neuzeitlichem Sinne augenfällig hervor.

In den weiteren Erörterungen bringt Georg Müller die Gegenüberstellung der Bonner Brücke und der Treskowbrücke mit dem Entwurf „Simplicitas" von Gustavsburg für die Schwedenbrücke (s. Abb. 4) und bezeichnet die vor 20 Jah-

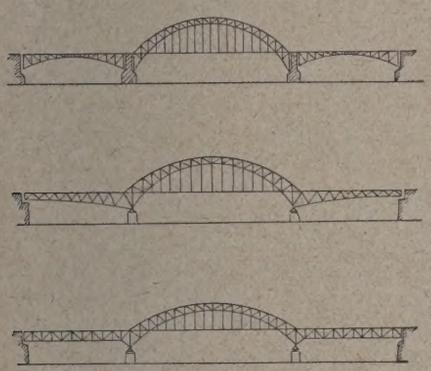


Abb. 4.

ren erbaute Treskowbrücke, worüber ich als Verfasser und Erbauer dankend quittiere, mit dem „zuerst durchgeführten Gedanken der Verschmelzung von Bogen und Balken als eine in baulicher, wirtschaftlicher und schönheitlicher Hinsicht äußerst glückliche Lösung, als einen bedeutsamen Schritt zur Vereinfachung". Dieses Lob erlaubt mir wohl, über die sehr ähnliche Schwedenbrücke zu bemerken, daß die harte Linienführung in den Seitenöffnungen, scharfe Knickung des wagerecht weitergeführten Untergurtes, keine ästhetische Verbesserung der vorgenannten Bauart ist. Der eckige Untergurt harmoniert unbedingt nicht mit der Bogenform der Mittelöffnung. Hier ist der Reiz des edlen Ebenmaßes gestört. Ich empfehle, die Stetigkeit der Linienführung in der Mittelöffnung auch im Untergurt der Seitenöffnungen beizubehalten, da nur hierdurch der harmonische Zusammenhang der Gesamtlinien des Brückenwerks gewahrt wird. Die Müllerschen Vorschläge in dieser Zeitschrift vom Februar d. Js., namentlich die dort in Abb. 4 gegebenen, sind durch die Unstetigkeiten des Bogenfachwerks zu verwerfen.

Einen Mehrbedarf an Eisen erfordern die vieleckig verlaufenden Bogenlinien im Eisenbau kaum. Heute kommt es auch weniger auf die durch geschwungene Formen hervorgerufene Mehrarbeit an als früher, da die Löhne, wie es W. Rein im Bauingenieur Nr. 20 in einer trefflichen Arbeit über Eisenersparnis nachweist, bei weitem nicht so für die Kosten des Gesamteisenbaus in die Wagschale fallen, nachdem das Verhältnis der Kostenbeiträge von Eisen zu Löhnen 1914 etwa nur das Zweifache und 1920 das Siebenfache beträgt. Die Mehrarbeit infolge geschmacklicher Durchbildung steigert die Kosten also gerade neuerdings verhältnismäßig sehr wenig. Die Mahnung, derartige Mehrarbeiten in der heutigen Zeit zu sparen, die einfachsten Formen zu wählen, trifft also heute nicht mehr zu bei dem oben erwähnten Überwiegen des vielfachen Eisenanteils an den Kosten. Im übrigen ist die Prinz-Heinrich-Brücke in der Glanzzeit des Deutschen Reiches entstanden und nicht in der Zeit des Tiefstandes, wo Eisenersparnis bitterste Notwendigkeit ist. Dieses Argument entkräftet also meine Kritik über die Schönheitsmängel dieser Brücke nicht. Sie bleibt das Beispiel, wofür ich sie erwählt und erwähnt.

Wir deutschen Bauingenieure sollten uns gerade in der jetzigen Zeit unser erfolgreiches Bestreben der letzten Jahrzehnte nach Veredelung der Brückenbaukunst durch Pflege des Schönheitssinnes nicht verkümmern lassen. Bei meinem Aufenthalte in Nord- und Südamerika und bei meinen Arbeiten in England vor dem Kriege habe ich mit Stolz wahrnehmen können, welche Anerkennung unseren neuen großen Brücken und eisernen Hallen allseitig gezollt worden ist, namentlich auch von englischen Architekten und Ingenieuren. Für die Ausfuhr deutscher Ingenieurarbeit, die uns nottut wie das liebe Brot, kommt es auf Qualitätsarbeit an, auf Veredelung der Bauingenieurtechnik nicht bloß nach der technisch-wirtschaftlichen Seite, sondern auch nach der geschmacklichen. Auf letztere legen die Ausländer mehr Wert als gemeiniglich gedacht. — Das kann nicht dringend genug denen — jung und alt — gesagt werden, die da meinen, in der Not der Zeit müßten wir bloß zweckmäßig — ohne Geschmack — entwerfen und konstruieren.

GERÄTEWERT UND SELBSTKOSTENBERECHNUNG IM BAUINGENIEURWESEN.

Von Regierungsbaumeister Steuernagel in Rheinbach (Rbz. Köln).

Durch die Verhältnisse der Kriegs- und Nachkriegszeit hat die Selbstkostenberechnung erhöhte Bedeutung als Grundlage für Preisvereinbarungen erhalten. Falsche Selbstkostenberechnung ist volkswirtschaftlich wie privatwirtschaftlich gleich schädlich, sei es, daß sie zu hohe oder zu niedrige Preise zur Folge hat. Falsche Preisbildung stellt die Wettbewerbsfähigkeit des Unternehmers in Frage, zu hohe Preise leisten weiterer Geldentwertung Vorschub. Richtige Selbstkostenberechnung ist durch die Geldentwertung, die ihrem Grade nach nicht allgemein zu erfassen und noch dauernden Schwankungen unterworfen ist, bedeutend erschwert worden. Das in einem Betriebe arbeitende Umsatzvermögen (Bankguthaben, Kasse usw.) hat, abgesehen von den Vorräten, ohne weiteres Papiergeldcharakter angenommen, während der andere Teil des Betriebsvermögens, das Anlagevermögen (Grundstücke, Gebäude, Maschinen und Geräte usw.) zunächst seinen Goldwert behalten hat. Im Bauingenieurwesen tritt diese Frage Gold oder Papierwert? hauptsächlich bei Bewertung der Geräte auf. Bei der Preisbildung einer Teilleistung für ein zu erstellendes Werk, z. B. für 1 m³ Baggerboden (Lösen, Fördern und Einbauen eines m³ Erdmasse) bilden die Gerätekosten einen wesentlichen Teil der Gesamtkosten, der je nach Menge, Art, Wert und Bewertung für 1 m³ Baggerboden z. B. 30 vH der Gesamtpreises ausmachen kann.

An Gerätekosten sind aufzubringen:

1. Die Verzinsung des in den Geräten investierten Kapitals;

2. die Aufwendungen für Erhaltung der Geräte, d. i. für Ersatzteile während des Gebrauches (für einen Löffelbagger z. B. Baggerseile, Roste, Injektoren und anderes; für eine Lokomotive z. B. Radsätze, Siederohre usw.) und für eine gründliche Durchreparatur der Großgeräte nach Bauende.
3. die Abschreibungen.

Diese letzteren sollen hier betrachtet werden. Was ist Abschreibung? Kaufmännisch-buchungstechnisch ist Abschreibung die Herabsetzung des Buchwertes von Aktiven infolge Abnutzung, den Begriff der Abnutzung ganz allgemein Zweck der Abschreibung ist die buchmäßige oder tatsächliche

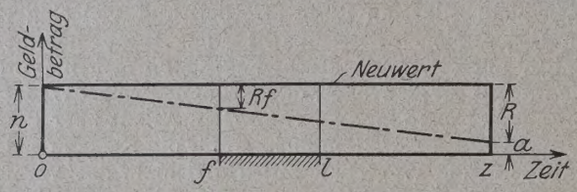


Abb. 1.
Die Abschreibung wegen Abnutzung.

genommen: durch Gebrauch, Zeit, Alter, in der Wirkung sich also deckend mit Wertverminderung. Hat ein Gerät (z. B. ein Löffelbagger) bei einem Neuwert N einen Altwert (Schrottwert) A bei einer Lebensdauer von z Jahren, so muß nach z Jahren N bis auf A abgeschrieben sein durch Bildung einer Rücklage $R = N - A$; bei Annahme jährlich gleicher Abschreibungen vom Neuwert würden bis zum Jahre f abgeschrieben sein müssen:

$$R_f = (N - A) \cdot \frac{f}{z} \text{ (s. Abb. 1).}$$

Infolge der Geldentwertung ist die obige Definition der Abschreibung heute nicht mehr ausreichend. Denn sie setzte stillschweigend voraus, daß im Jahr z ein gleichwertiges Gerät zum gleichen Preise beschafft werden kann, wie es im Jahre o für das nun zu ersetzende Gerät aufgewandt wurde. Der frühere Begriff der Abschreibung ist deshalb durch Betrachtung des mit den Abschreibungen erstrebten Zweckes abzuwandeln. Ansammlung eines Kapitals innerhalb einer gewissen Zeit, nicht nur als geldlicher Ausgleich für das abzustoßende Gerät nach seinen ursprünglichen Beschaffungskosten unter Berücksichtigung des Altwertes; sondern, da die Fortsetzung des Betriebes die Regel ist, die Ansammlung eines Kapitals in einer Höhe, die den Unternehmer befähigt, sich im Zeitpunkt des Verschleißes ein gleiches Gerät von gleicher wirtschaftlicher Bedeutung wie das abgehende zu beschaffen. Aus der Bedeutung der Abschreibungen als Wertverminderungsausgleich wird demnach eine Art Erneuerungsfonds.

Aus dem Gesagten folgt, daß zur Aufrechterhaltung der Betriebe heute zahlenmäßig höhere Werte (Papiermark) in der Selbstkostenberechnung zu berücksichtigen sind als bei den früheren Goldmarkpreisen, anderseits aber auch, daß die Schwankungen des „Zeitwertes" der Geräte bei längerer Vertragsdauer auf irgend eine Weise ebenso berücksichtigt werden müssen, wie es mit den Schwankungen der Löhne und der Materialpreise, deren Risiko bei den neueren Vertragsformen in irgend einer Weise verteilt wird, geschehen ist.

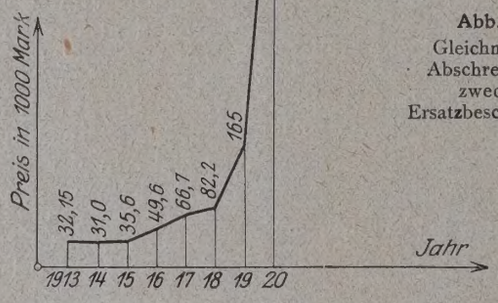


Abb. 2. Bewegung der Neubeschaffungspreise für einen 2 m³ Löffelbagger.

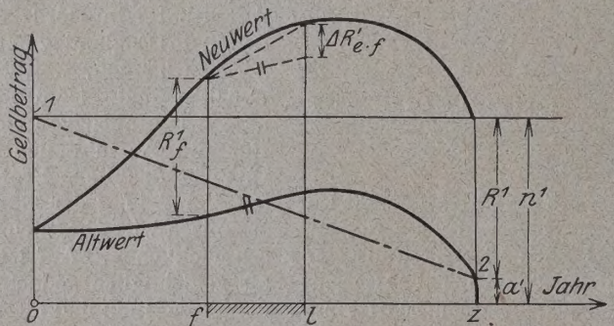


Abb. 3. Ungleichmäßige Abschreibung zwecks Ersatzbeschaffung.

Abb. 2 zeigt als Beispiel die Bewegung des Neubeschaffungspreises für einen 2 m³-Löffelbagger in den Jahren 1913 bis 1920. Allgemein mögen Neubeschaffungspreis und Altwert den in Abb. 3 dargestellten (beliebig angenommenen) Verlauf haben. $R = N - A$ bezeichnen den Stand der Abschreibung vom (Gold-) Wert des Beschaffungsjahres o; $R^1 = N^1 - A^1$ die Abschreibung vom Papierwert des zeitigen Neubeschaffungspreises. Spielt sich die Bauausführung in den Jahren f bis l ab, so wären an und für sich in diesen (l−f) Jahren an Abschreibungen zu verdienen:

$$\Delta R^1_{l-f} = (N_l{}^1 - A_l{}^1) - (N_f{}^1 - A_f{}^1) = \Delta N^1_{l-f} - \Delta A^1_{l-f}.$$

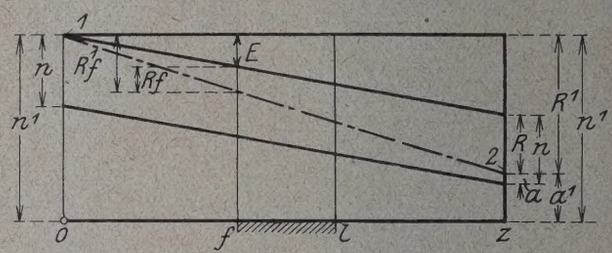


Abb. 4.
Gleichmäßige Abschreibung zwecks Ersatzbeschaffung.

Um den Verlauf der Abschreibung gleichmäßig zu gestalten und die Berücksichtigung eines etwaigen zeitweiligen Freiwerdens von Abschreibungsreserven zu vermeiden, wird die Kalkulation auf geradlinigen Abschreibungen vom voraussichtlichen, zu schätzenden Neubeschaffungswert N^1 im Jahre z aufgebaut (−.−.− Linie 1−2 der Abb. 1, 3, 4). In Abb. 4 ist der Verlauf der Goldmark- und Papiermarkabschreibung so dargestellt, daß sie sich auf dieselbe Abschreibungslinie 1−2 beziehen. Bis zum Jahre f (Baubeginn) hat der Unternehmer abgeschrieben

$$\Delta R_{f-0} = R_f \text{ (Goldmark),}$$

bis zum Jahre f müßten abgeschrieben sein:

$$\Delta R^1_{f-0} = R_f{}^1 \text{ (Papiermark).}$$

Bis zum Jahre f sind also nachzuholen Abschreibungen:

$$R_f{}^1 - R_f = E \text{ (Papiermark),}$$

wobei $R_f = \frac{N - A}{z} \cdot f$

und $R_f{}^1 = \frac{N^1 - A^1}{z} \cdot f$

ist. Diese durch die Teuerung und Geldentwertung nötig gewordene Sonderabschreibung E, deren Unterlassung als „Entwertung" des Unternehmens ihren bilanzmäßigen Niederschlag finden müßte, möchte der Unternehmer naturgemäß möglichst schnell, in mindestens (z−f) Jahren hereinholen. Wenn er außerdem für die (z−f) Jahre die an und für sich erforderlichen Papiermarkabschreibungen in voller Höhe wieder hereinbekäme, so würde es ihm damit gelungen sein, sich hinsichtlich der Ergänzung seiner Anlagen der bestehenden Geldentwertung völlig zu entziehen. Erhöhte Preise und vermehrte Geldentwertung würden als Schraube ohne Ende die unausbleibliche Folge sein. Vom volkswirtschaftlichen Standpunkt aus, der sich in seinem Ergebnis hier mit dem privatwirtschaftlichen des Bauherrn deckt, kann deshalb nur eine Verteilung von E auf die ganze Lebenszeit des Gerätes, also (z−o) Jahre zugestanden und demnach dem Unternehmer für die Bauzeit von (l−f) Jahren eine Sonderabschreibung

$$E_{l-f} = \frac{E}{z} \cdot (l - f)$$

zugebilligt werden.

Der Unternehmer muß $\frac{E}{z} f$ anderweitig, aus Rücklagen, Gewinnen oder Verwässerung seines Anlagekapitals, d.i. Kapitalaufnahme ohne Vermehrung der Leistungsfähigkeit, decken und $\frac{E}{z}(z-l)$ beim nächsten Bau verdienen.

Die billigerweise für die Bauzeit von $(l-f)$ Jahren einzusetzende Abschreibung ist demnach:

$$\Delta R^{II}_{l-f} = \Delta R^{I}_{l-f} + \frac{E}{z}(l-f),$$

wobei $$\Delta R^{I}_{l-f} = R_l{}^I - R_f{}^I$$

mit $$R_l{}^I = \frac{N^I - A^I}{z} \cdot l$$

ist. Durch Einsetzen der entsprechenden Werte wird

$$\Delta R^{II}_{l-f} = \frac{l-f}{z}\left\{(N^I - A^I) + \frac{f}{z}\left[(N^I - A^I) - (N - A)\right]\right\}$$

Beispiel: 2 m³-Löffelbagger, Baujahr 1910, Abgang 1925.

$N = 30$, $A = 1{,}5$, $N^I = 400$, $A^I = 20$, alles in 1000 M. $z - o = 15$ Jahre, $f - o = 9$, $l - f = 3$, $z - l = 3$ Jahre. $R_f = 17{,}1$, $R_f{}^I = 228$, $R_l = 22{,}8$, $R_l{}^I = 304$, wieder in 1000 M. Dann wird

$$E = \frac{f}{z}\left\{(N^I - A^I) - (N - A)\right\} = \frac{9}{15}\left\{380 - 28{,}5\right\} = 210{,}9;$$

$$\Delta R^{II}_{l-f} = \frac{3}{15}\left\{380 + 210{,}9\right\} = 118{,}18,$$

das sind jährlich $\frac{118{,}18}{3} = 39\,390$ M. Bezogen auf den fingierten Beschaffungswert von 400 000 M. sind dies rd. 10 vH jährliche Abschreibungskosten. Die zeichnerische Darstellung Abb. 5 macht den Verlauf der Abschreibungen noch deutlicher. Abb. 5a zeigt die jährlichen Abschreibungen, Abb. 5b den Stand der Abschreibungen in den einzelnen Jahren unter Zugrundelegung des obigen Beispiels. Die einzelnen Summen der Abschreibung treten klar hervor:

1. Sonderabschreibung von $E = R_f{}^I - R_f$ auf z Jahre wegen der Entwertung des Unternehmens durch unzulängliche Abschreibung im Zeitpunkt f (Baubeginn). Zweck: Wandlung der in den Jahren $(f-o)$ erfolgten Goldabschreibungen in gleichwertiges Papier.

$$R_f{}^I = \frac{N^I - A^I}{z} \cdot f = \frac{400 - 20}{15} \cdot 9 = 228,$$

$$R_f = \frac{N - A}{z} \cdot f = \frac{30 - 1{,}5}{15} \cdot 9 = 17{,}1,$$

$$E = 228 - 17{,}1 = 210{,}9.$$

2. Abschreibung vom Erstbeschaffungspreis (Gold) auf z Jahre:

$$R = N - A = 30 - 1{,}5 = 28{,}5.$$

3. Zusatzabschreibung von $x = R^I - R - E$ auf $(z-f)$ Jahre zur Ergänzung der nach 2. berechneten Abschreibungen, damit im Zeitpunkt des Abganges z die Gesamtabschreibung zur Neubeschaffung des gleichen Gerätes ausreicht, also Auffüllung der Goldwertabschreibung auf den erforderlichen Papierbetrag:

$$x = 380 - 28{,}5 - 210{,}9 = 140{,}6.$$

Probe: $R^I = N^I - A^I = E$ (aus Ziffer 1) $+ R$ (aus Ziffer 2) $+ (R^I - R - E)$ (aus Ziffer 3) $= R^I$.

Ihrem Betrage nach stellen sich die verschiedenen Abschreibungsmöglichkeiten für die Bauzeit demnach wie folgt (Geldeinheit = 1000 M):

1. Abschreibung vom Goldwert 1910:

$$R_l - R_f = \Delta R_{l-f} = 22{,}8 - 17{,}1 = 5{,}7,$$

d. i. 1,9 jährlich, also $6^1/_3$ vH von $N = 30\,000$ M.

2. Abschreibung vom Papierwert 1925:

a) ohne Berücksichtigung der unzulänglichen Abschreibungen vor Baubeginn:

$$R_l{}^I - R_f{}^I = \Delta R^I_{l-f} = 304 - 228 = 76,$$

d. i. 25,3 jährlich, also $6^1/_3$ vH von $N^I = 400\,000$ M. Hierbei gehen seit Baubeginn zu Lasten des Unternehmers, sind also von ihm irgendwie aufzubringen:

$$R_f{}^I - R_f = E = 210{,}9,$$

d. i. für die 6 Jahre von Baubeginn bis zum Abgang des Gerätes 35,15 jährlich;

b) unter Berücksichtigung der unzulänglichen Abschreibungen vor Baubeginn:

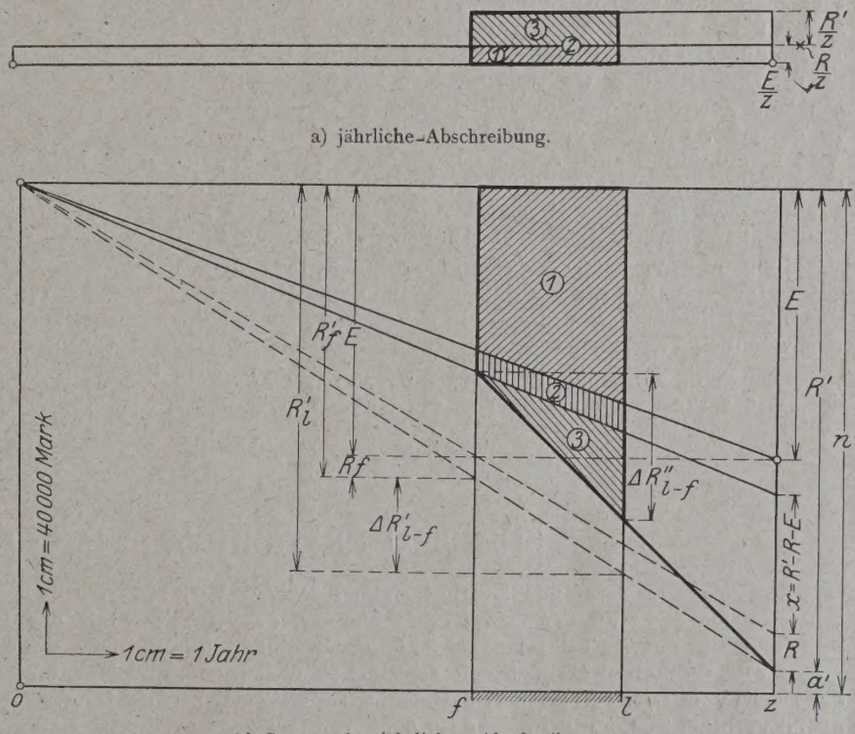


Abb. 5.

$$R_l{}^{II} - R_f{}^{II} = \Delta R^{II}_{l-f} = \Delta R^I_{l-f} + \frac{E}{z}(l-f) = 76 + 42{,}2 = 118{,}2,$$

d. i. 39,4 jährlich, also 9,85 vH von $N^I = 400\,000$ M. Hierbei hat der Unternehmer ohne Deckung aufzubringen $\frac{E}{z} \cdot f$

$= \frac{210{,}9}{15} \cdot 9 = 126{,}5$ in $(z-f) = 6$ Jahren, also 21,1 jährlich.

Aus dieser Gegenüberstellung geht klar hervor, daß die Abschreibung nach den Buchwerten bei vorhandenen, zu gün-

stigeren Zeiten beschafften Geräten völlig unzulängliche Werte ergibt. Nicht nur im volkswirtschaftlichen Interesse liegen höhere Abschreibungen, nämlich um die Fortführung des Unternehmens zu ermöglichen und zu sichern, sondern auch im privatwirtschaftlichen. Wird in der Selbstkostenberechnung mit zu niedrigen Abschreibungen gerechnet, so ist entweder das Arbeiten mit Unterbilanz oder aber eine Verschleierung der Kalkulation die Folge: auf anderem Wege müssen die für ausreichende Abschreibung erforderlichen Beträge aufgebracht bzw. andere Preisbildungsfaktoren müssen höher angesetzt werden.

Eine Unsicherheit bleibt in der vorstehenden Bemessung der Abschreibungen noch bestehen in zweifacher Beziehung: Die Schätzung des Ersatzbeschaffungspreises N^1 und die Annahme der Lebensdauer des Gerätes, d. i. des Zeitmaßes der Abschreibung z. Die Frage der Lebensdauer des Gerätes ist an und für sich unabhängig vom System der Abschreibung und demnach in diesem Zusammenhange nicht besonders zu behandeln. Da dieselbe im allgemeinen in der Rechnung kürzer eingeführt wurde und wird als sie tatsächlich technisch ist, so ist es demnach oft möglich und zu empfehlen, bei guter Instandhaltung des Gerätes und Bereitstellung vollausreichender Mittel hierfür mit einer längeren Gebrauchszeit, entsprechend der Wirklichkeit, zu rechnen und dadurch die mit den Abschreibungen bezweckte Kapitalansammlung auf eine längere Zeit zu verteilen. So war man vor dem Kriege der Anschaunng, daß ein Löffelbagger in schwerem Boden nur eine Lebensdauer von 5 Jahren besitze, nach dieser Zeit aber für Arbeit in schwerem Boden nicht mehr voll wettbewerbsfähig sei. Bis zum zehnten Jahre nahm man Wettbewerbsfähigkeit in leichtem Boden an. Bei älteren Baggern scheute man die Reparaturen, die die Dauerleistung leicht herunterdrücken konnten; immerhin kam noch eine weitere Verwendung, z. B. in Kiesgruben in Betracht, wo eben die Leistung nur zum Teil ausgenutzt wird und dadurch auch ältere Bagger ohne weiteres wettbewerbsfähig waren. Die Verhältnisse der Nachkriegszeit mit ihren auf das Zwanzigfache gestiegenen Anschaffungskosten haben auch hier die Sachlage verschoben, und zwar in der Richtung auf verlängerte Benutzungsdauer bei möglichst guter Instandhaltung, so daß die in dem Beispiel eingesetzte Lebensdauer des Baggers von 15 Jahren nicht ungewöhnlich erscheint.

Schwieriger ist die richtige Bemessung des Wertes N^1, das ist des Preises für ein dem zu ersetzenden gleichwertiges Gerät im Zeitpunkt des Ersatzbedarfes. Jeder Unternehmer ist naturgemäß bestrebt, die Wiederanschaffungskosten möglichst hoch anzusetzen, schon um sein Geschäftsrisiko möglichst gering zu halten. Würde der Unternehmer dieses sein Bestreben unbeschränkt durchführen können, so würde er, wie bereits ausgeführt, die herrschende Geldentwertung für sich auf Kosten der Allgemeinheit ausschalten können. Die Höhe des Wertes N^1 ist deshalb zu beschränken, so daß Bauherr und Unternehmer, Produzent und Konsument, gemeinsam in irgend einem Verhältnis an der Geldentwertung tragen, ähnlich wie dies bereits mit dem Entwertungsbetrage E durchgeführt wurde. Da die Löhne infolge ihrer beträchtlichen Steigerung die Hälfte der Geldentwertung eingeholt haben dürften, so dürften dementsprechend $\frac{1}{2}$ bis $\frac{2}{3}$ der voraussichtlichen Ersatzkosten als N^1 in Rechnung zu stellen sein. Da für das durchgeführte Beispiel die Beschaffungskosten eines gleichwertigen Baggers für das Jahr 1925 mit 600 000 M zu schätzen waren, so ist für die Bemessung der Abschreibungen ein Wert $N^1 = 400\,000$ M. der Kostenberechnung zugrunde gelegt.

Aus der Untersuchung ergibt sich folgendes:

1. Die Selbstkostenberechnung darf hinsichtlich der Abschreibungen nicht unter Zugrundelegung der Buch-(Gold-)Werte aufgestellt werden. Die Abschreibungen sind nicht unter dem Gesichtswinkel der Wertverminderung, sondern der Ersatzbeschaffung zu behandeln.
2. Der auch amtlich vertretene Standpunkt, daß der Wert des von dem Unternehmer in eine Bauausführung eingebrachten Gerätes während der ganzen Bauzeit als gleichbleibend anzusehen ist, führt zu den gleichen Härten und ihren Folgen, vor denen der Unternehmer und indirekt der Bauherr bei den neueren Vertragsarten durch Vergütung von Lohn- und Materialpreissteigerungen geschützt werden soll.
3. Die durch die Geldentwertung verursachten erhöhten Abschreibungen können nicht vom Unternehmer oder Auftraggeber allein getragen werden, sondern sind in angemessener Verteilung von beiden Teilen gemeinsam zu tragen.

Wird diesen Punkten nicht genügend Rechnung getragen, dem Unternehmer das Geräterisiko allein aufgebürdet, so müssen reichlicherer Spielraum in den Preisen und größerer Gewinn einen Ausgleich bieten, der deshalb unvollkommen ist, weil er mit einer Verschleierung der Kalkulation verbunden ist.

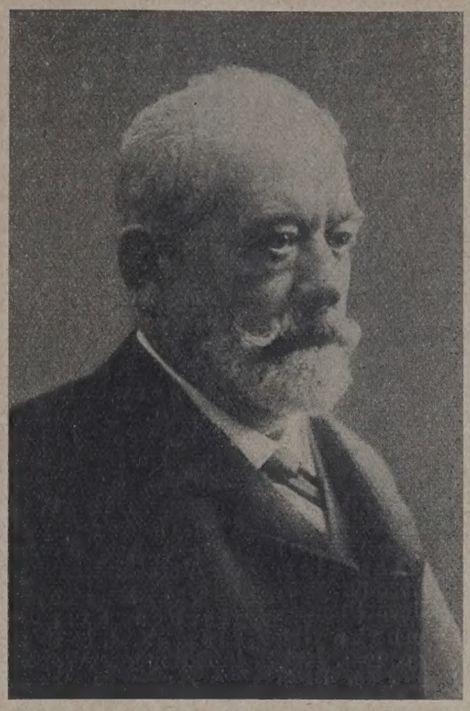
KOMMERZIENRAT DR.-ING. E. H. CONRAD FREYTAG †.

Die deutsche Betonindustrie hat einen schweren Verlust erlitten. Sie steht an der Bahre eines Mannes, dessen Tatkraft sie ein gut Teil ihrer Entwicklung verdankt, dessen Name allein schon ihr ein Stück Geschichte bedeutet. In der Nacht vom 1./2. Juli ist in Wiesbaden, wo er seinen Lebensabend verbrachte, Conrad Freytag im Alter von fast 75 Jahren von jahrelagem, schmerzensreichem Leiden erlöst worden.

Der herbe Verlust trifft außer der Gattin und den Angehörigen vor allem die von Conrad Freytag gegründete weltbekannte Wayß & Freytag Akt.-Ges., er trifft aber darüber hinaus die gesamte Betonindustrie, deren Vorkämpfer und Förderer der Verblichene war, den Deutschen Beton-Verein, dessen Mitbegründer, langjähriges Vorstandsmitglied und Ehrenmitglied er war, aufs schmerzlichste.

Frühzeitig und mit weit vorausschauendem Blick hat Conrad Freytag die Bedeutung der Eisenbetonbauweise erkannt. Mit seinem Schwager Heidschuch, mit dem er im Jahre 1875 die offene Handelsgesellschaft Freytag & Heidschuch in Neustadt a. d. Haardt gegründet hatte, erwarb er im Jahre 1884 die sogenannten Monierpatente in Paris und brachte so die Eisenbetonbauweise nach Deutschland. Das zugleich mit der Firma Martenstein & Josseaux in Frankfurt a. M. erworbene Vorkaufsrecht der Monierpatente für ganz Deutschland traten Freytag und Heidschuch 1886 an den Ingenieur G. A. Wayß ab. Im Jahre 1892 trat G. A. Wayß in die Firma in Neustadt ein. Im Jahre 1900 wurde sie in die Wayß & Freytag Akt.-Ges. umgewandelt, und Conrad Freytag war bis zum Jahre 1912 ihr Generaldirektor, von da ab Vorsitzender des Aufsichtsrates der Gesellschaft. Conrad Freytag hat die Firma durch zielbewußte und unermüdliche Arbeit und durch verständnisvolle Auswahl seiner Mitarbeiter zu der Höhe geführt, auf der sie heute steht. Von seinem Wirken zeugen die in Deutschland und im Ausland geschaffenen mustergültigen Bauten der Wayß & Freytag Akt.-Ges., von seinem Weitblick und der Förderung, die er der Eisenbetonbauweise im allgemeinen angedeihen ließ, legen die wissenschaftlichen Arbeiten und Versuche Zeugnis ab, die die Wayß & Freytag Akt.-Ges. so viele Jahre zur Ergründung und Weiterentwicklung der Bauweise hat durchführen lassen.

Für die Beton- und Eisenbetonindustrie war Conrad



Freytag als Mitbegründer und langjähriges Vorstandsmitglied des Deutschen Beton-Vereins tätig. Der Deutsche Beton-Verein hat ihn in seiner 22. Hauptversammlung am 23. September 1919 zu Nürnberg „in dankbarer Würdigung seiner Verdienste um den Verein und in Anerkennung seiner erfolgreichen Tätigkeit für die Beton- und Eisenbetonbauweise in Deutschland, deren Bedeutung er als einer der ersten erkannt, deren Entwicklung er mit unermüdlicher Tatkraft und weitem Blick gefördert, der er zu ehrenvollem Ansehen verholfen hat, während er als Mitbegründer und Mitglied des Vorstandes die Bestrebungen des Vereins durch Rat und Tat in hervorragender Weise unterstützte", durch einstimmigen Beschluß zum Ehrenmitglied ernannt. Noch im Januar dieses Jahres hatte der Vorstand die Freude, Conrad Freytag zusammen mit den übrigen Ehrenmitgliedern als sichtbares Zeichen der Ehrenmitgliedschaft eine künstlerisch ausgeführte Urkunde überreichen zu können. Es war eine würdige, unvergeßliche Feierstunde, in der auch Conrad Freytag in voller geistiger Frische zu Herzen gehende Worte fand und das harmonische Zusammenarbeiten der Eisenbetonfachleute im Deutschen Beton-Verein preisen konnte.

Auch sonst hat es Conrad Freytag an Ehrungen und Auszeichnungen nicht gefehlt. Nachdem ihm schon vorher der Titel eines Kommerzienrats verliehen worden war, hat ihn die Stadt Neustadt a. d. Hardt zu seinem 70. Geburtstage am 7. August 1916 zu ihrem Ehrenbürger ernannt. Im Jahre 1918 hat ihm die Technische Hochschule Darmstadt in Anerkennung seiner Verdienste für die Einführung und Entwicklung des Eisenbetonbaues in Deutschland und in Würdigung seiner großzügigen Förderung der wissenschaftlichen Erforschung dieser Bauweise die Würde eines Doktor-Ingenieurs ehrenhalber verliehen.

Voll Stolz und Befriedigung konnte Conrad Freytag am Abend seines Lebens zurückblicken auf die Entwicklung der Industrie, deren Gedeihen seine Lebensarbeit gewidmet war. Die Beton- und Eisenbetonindustrie hat Conrad Freytag außerordentlich viel zu danken, sie wird ihm die Treue übers Grab hinaus bewahren. Ehre dem Andenken des unermüdlich und erfolgreich schaffenden deutschen Mannes! W. P.

LITERATURSCHAU.

Gesammelt und geordnet von Regierungsbauführer Dipl.-Ing. C. Lehmann, Dresden.

1. Baustoffkunde.

563. Die Herstellung von Kalksandsteinen. Von Ziviling. Naske, Charlottenburg. Zeitschr. d. Ver. d. Ing. 1921, Nr. 23, S. 595/98, 9 Abb. Das Trommel- und Siloverfahren, das Pressen und Härten der Steine.

564. Haften des Mörtels an Kalksandsteinen. Tonind.-Ztg. 1921, Nr. 63, S. 546. Haftfestigkeit etwa 1 kg/qcm.

565. Traß im Wasserbau. Die Wasserkraft 1921, Heft 10, S. 102/03. 6 Beispiele zur Bestimmung der Dichtigkeit nach Dipl.-Ing. Unna, Köln.

566. Merkwürdige Brucherscheinungen bei Eisenstäben. Von J. Grimme, Godesberg. Zeitschr. d. Ver. d. Ing. 1921, Nr. 23, S. 603/04, 12 Abb. Von Erfahrungen mit Glockenklöppeln ausgehend hat der Verfasser Versuche mit Eisenstangen durchgeführt, die nach Art von Klöppeln mehrere hundert Stunden lang beansprucht wurden. Eine Erklärung für den regelmäßig auftretenden Bruch ist bisher nicht gefunden worden.

Statik und Festigkeitslehre.

567. Zur Berechnung von Fachwerkträgern. Von Prof. Gensen, Dortmund. Zentralbl. d. Bauv. 1921, Nr. 44, S. 273/75, 11 Abb. Zimmermann- und Schwedler-Kuppeln.

568. Über die Stabilität versteifter Platten. Von Prof. Timoschenko, Zagreb. Der Eisenbau 1921, Nr. 5/6, S. 147—163, 6 Abb.

569. Die Berechnung der Rahmengebilde. Von A. Hertwig, Aachen. Der Eisenbau 1921, Nr. 5/6. S. 122 bis 129, 4 Abb.

570. Über das Gleichgewicht von rechteckigen und elliptischen Platten unter einer Einzellast. Von Hans Happel, Breslau. Der Eisenbau 1921, Nr. 5/6, S. 107—122.

571. Die Ergänzungsenergie elastischer Systeme. Von O. Domke, Aachen. Der Eisenbau 1921, Heft 5/6, S. 100—107.

Brückenbau.

a) Allgemeines.

— — — —

b) Hölzerne Brücken.

— — — —

c) Stein- und Betonbrücken.

— — — —

d) Eisenbetonbrücken.

— — — —

e) Eiserne Brücken.

572. Der Windverband von Hängebrücken sehr großer Spannweiten. Von Prof. Dr.-Ing. Schachenmeier, München. Der Eisenbau 1921, Nr. 5/6, S. 129—138, 7 Abb. Spannweiten 600—1000 m.

573. Verfahren zum schnellen Abbau und Einbau einer aus mehreren Blechträgerüberbauten bestehenden Brücke. Von Geheimen Baurat Schaper. Der Eisenbau 1921, Nr. 5/6, S. 138—147, 8 Abb. Wiederherstellung der 1915 von den Russen gesprengten Brücken in Warschau.

Hochbaukonstruktionen und Zementwaren.

574. Zeitgemäße Industriebauten mit modernen Verlade- und Transportanlagen. Von Dr. Körner. Der Industriebau 1921, Heft 5. Neubauten der Fa. Bleichert & Co. in Leipzig-Eutritzsch.

Gründungsarbeiten usw.

— — — —

Wasserbau.

a) Gewässerkunde und Wasserwirtschaft. Wasserrecht, Wasserbewegung.

— — — —

b) Flußbau, Seebau, Hafenbau, Kanalbau, Schleusenbau.

575. Die Geschwindigkeitsformeln für stetiges Fließen in natürlichen Wasserläufen. Von Geh. Baurat Graevell. Die Wasserkraft 1921, Heft 10, S. 96 bis 99. Aufstellung einer neuen Formel, die gleichzeitig für natürliche und künstliche Wasserläufe sowie für Röhrenleitungen gilt. Für natürliche Wasserläufe wird die Richtigkeit der Formel von Hermanek bestätigt.

576. Zur Frage einer Wasserstraßenverbindung von Antwerpen zum Rhein. Von Oberbaurat Stelkens, Koblenz. Deutsche Bauzeitg. 1921, Nr. 43, S. 190. Ergebnis voraussichtlich unwirtschaftlich.

577. Wien und die Donau. Von W. Hollitscher. Z. d. ö. I.- u. Arch.-Ver. 1921, Heft 20, S. 144—149, 3 Abb. Die wirtschaftliche Bedeutung der Donau für Wien und Vorschläge zur Hebung des Umschlagverkehrs.

c) Wehre, Talsperren, Wildbachverbauungen, Wasserkraftanlagen, Bewässerungen usw.

578. Das Walchenseewerk. Die Wasserkraft 1921, Heft 10, S. 103, ½ Seite. Jetziger Bauzustand.

579. Die Edertalsperre bei Hemfurt. Zeitschr. d. Ver. d. Ing. 1921, Nr. 23, S. 605. 2 Abb. Kurze allgemeine Beschreibung, vgl. Zeitschr. d. Ver. d. Ing. 1913, S. 1788 und Zeitschr. f. Bauwesen 1916, S. 614.

Erdbau, Tunnelbau und Bergbau.

— — — —

Straßenbau.

— — — —

Eisenbahnbau und -betrieb.

580. Erprobung von Eisenbetonwaggons. Von Dr. techn. W. Stroß, Z. d. ö. I.- u. A.-Ver. 1921, Heft 20/21, S. 151. Laufzeit zwei Jahre. Ergebnis selbst bei Unfällen gut.

581. Die elektrische Zugförderung auf Fernbahnen in Deutschland und Österreich. Von Reg.-Baurat Wechmann, Berlin. Verkehrstechnik 1921, Heft Mai/Juni, S. 221/222. Beschreibung des jetzigen Standes.

582. Die Einphasen-Wechselstrombahn St. Pölten—Mariazell. Z. d. ö. I.- u. Arch.-Ver. 1921, Heft 20/21, S. 142—144, 3 Abb. Allgemeine Beschreibung der Bahn und der Kraftwerke.

583. Eisenbahnbetrieb mit Speicherfahrzeugen. Geheimrat Dr.-Ing. Wittfeld, Verkehrstechnik 1921, Heft Mai/Juni, S. 230/232, 6 Abb. Triebwagen mit Bleispeichern, Fahrbereich bis 180 km, Höchstgeschwindigkeit 60 km/St.

584. Die Überlandbahn Wien—Baden. Verkehrstechnik 1921, Heft Mai/Juni, S. 228—229, 5 Abb. Allgemeine Beschreibung. Verwendung von Gleich- und Wechselstrom.

585. Schweizerische Berg- und Paßbahnen. Von J. Weiß, Brig. Verkehrstechnik 1921, Heft Mai/Juni, S. 207—211, 6 Abb. Allgemeine Beschreibung und Wirtschaftlichkeit 1913 bis 1920.

586. Zur Umgestaltung des Kleinbahnwesens. Von Baurat Pforr, Berlin. Verkehrstechnik 1921, Heft 16, S. 253—254. Richtlinien zur Bildung von „Kleinbahnverbänden" zur Verminderung der Verwaltungskosten und zur allmählichen Überführung der Bahnen aus privatem in das öffentliche Eigentum.

587. Selbsttätigkeit im Signalwesen und Führerstandsignale. Von Prof. Dr.-Ing. Birk, Prag. Verkehrstechnik 1921, Heft Mai/Juni, S. 233—235, 2 Abb. Jetziger Stand der elektrischen und drahtlosen Übertragung von Signalen auf den fahrenden Zug.

588. Einfluß der Tragfähigkeit des Langschwellenoberbaues auf die Riffelbildung. Von Direktor v. Sztrókay, Budapest. Verkehrstechnik 1921, Heft Mai/Juni, S. 239—241. Untersuchungen auf Grund der Zimmermannschen Theorie $p = C \cdot y$.

Eisenbetonbau usw.

(Eisenbetonbrücken siehe Brückenbau!)

589. Zeitgemäße Abänderung im Aufbau von Wohnhäusern (aus Monierplatten). Von Geheimrat Meydenbauer, Godesberg. Wochenschr. d. Arch.-Vereins Berlin 1921, Nr. 21, S. 81.

Eisenbau.

(Eisenbrücken siehe unter Brückenbau!)

590. Kammergebäude einer Schwefelsäurefabrik in Eisen. Von Ing. v. Teng, Braunschweig. Der Industriebau 1921, Heft 5.

Holzbau.

591. Freibau in Holz. Von Direktor Hetzer, Niesky. Verkehrstechnik 1921, Heft Mai/Juni, S. 249, 2 Abb. Zwei Beispiele freitragender Holzbinder mit etwa 20 m Stützweite.

Städtebau und städtischer Tiefbau.

592. Zur großstädtischen Wohnungs- und Verkehrsfrage. Von Dr. Ertel, Wien. Verkehrstechnik 1921, Heft Mai/Juni, S. 223—227, 4 Abb.

593. Hochkamin und Wasserturm des Wernerwerkes in Siemensstadt. Schweiz. Bauztg. 1921, Nr. 23, S. 264—265, 4 Abb.

594. 50 Jahre Berliner Straßenbahn. Von Prof. Dr.-Ing. Giese, Berlin. Verkehrstechnik 1921, Heft Mai/Juni, S. 235—238. Entwicklung 1871—1921.

595. Die Wiener Straßenbahn im Kriege und in der Nachkriegszeit. Von A. Winter. Z. d. ö. I.- u. Arch.-Ver. 1921, Heft 20/21, S. 138—140. Bericht über die Verkehrsleistung und jetziger Stand.

596. Entkeimungsanlage der Wiener städtischen Straßenbahnen im Bahnhof Simmering. Z. d. ö. I.- u. Arch.-Ver. 1921, Heft 20/21, S. 141. Desinfektion der Wagen durch Formalindämpfe.

597. Zeichnerische Berechnung von Fahrdrahtabspannungen. Von Obering. Neubert, Kaiserswerth. Verkehrstechnik 1921, Heft Mai/Juni, S. 241—244, 6 Abb. 5 Beispiele.

598. Die elektrischen Straßenbahnen und Vollbahnen Norwegens. Von Kielland, Kristiania. Verkehrstechnik 1921, Heft Mai/Juni, S. 212—215, 5 Abb. Überblick über die Entwicklung und den heutigen Stand elektrisch betriebener Verkehrsunternehmungen, vor allem Beschreibung der Straßenbahnen in Kristiania.

599. Die Verstadtlichung der Budapester Verkehrsunternehmungen. Verkehrstechn. Woche 1921, Heft 22, S. 179—180. Volksgesetz und Tarifreform.

600. Normalisierung im Brunnenbau. Von Dr.-Ing. Bieske, Königsberg. Der Industriebau 1921, Heft 5, S. 68—70, 8 Abb. Vorschläge.

Kunst im Ingenieurwesen. Wirtschaftliches. Personalnachrichten. Vereinsnachrichten. Standesvertretung. Sonstiges.

601. Müller-Breslau. Zum 70. Geburtstag. Ein kurzer Abriß seines Schaffens. Der Eisenbau 1921, Nr. 5/6, S. 97.

602. Die Entwicklung des Verkehrs auf den deutschen Binnenwasserstraßen und Eisenbahnen. Von Oberbaudirektor Dorner, Berlin. Verkehrstechnik 1921, Heft Mai/Juni, S. 216—218.

603. Anteil der Löhne an den gesamten Baukosten. Von Oberpräsident a. D. Batocki. Tonind.-Ztg. 1921, Nr. 66, S. 570. Vorschläge zur Aufstellung einer Statistik.

604. Das neue Lohnsystem der Eisenbahnwerkstätten. Von Regierungsrat Dr. Behre, Halle. Ztg. d. Ver. D. Eisenbahnverw. 1921, Nr. 22, S. 419—424.

605. Vermittlungsmonopol und Vermittlungstätigkeit im neuen Arbeitsnachweisgesetzentwurf. Von Dr. Goerrig, Köln. Stahl und Eisen 1921, Heft 22, S. 757—760.

KURZE TECHNISCHE BERICHTE.

Ausbesserung eines Eisenbetonschiffes in Dänemark.

Unseren früheren Mitteilungen über Leckausbesserungen von Eisenbetonschiffen können wir, gestützt auf einen Bericht von M. Ing. Knud Rasmussen in der dänischen Zeitschrift „Ingenieren" 1921, Nr. 23, über eine unter seiner Leitung von der Firma Højgaard & Schultz A.-G. ausgeführte Ausbesserung eine weitere folgen lassen, die für den Eisenbetonschiffbau außerordentlich günstig ist.

Das dänische Dampfschiff „Bartels" war am 12. November 1920 in der Nähe von Punt af Hjelm bei 8 Knoten Geschwindigkeit voll beladen auf den aus großen Steinen bestehenden Meeresgrund aufgelaufen. Während das Schiff vor dem Auflaufen vorn 16′ 4″, achtern 18′ 4″ Tiefgang gehabt hatte, wies es am folgenden Morgen vorn 18′ 6″ und achtern 14′ 3″ Tiefgang auf. Das Vorschiff, Tank 1 und 2 waren voll Wasser gelaufen und das Schiff lag, wie Abb. 1 zeigt, nach vorn geneigt, nur mit dem Vorderteile auf dem Meeresgrunde auf, während das Achterschiff frei schwebte. Während des Tages lief auch Tank 3 noch voll. Infolge der am 14. und 15. November herrschenden Windstärke 6—7 sprang auch beim Aufstoßen auf den steinigen Grund der Maschinentank Backbord leck. Auch an den folgenden Tagen stieß das Schiff weiter stark auf den Meeresgrund auf. Erst am 23. November konnte es nach Leichterung wieder flott gemacht werden. Die Hauptkonstruktion sowie der obere Schiffsboden waren vollständig unversehrt und das Schiff konnte nach Absteifung dieses oberen Bodens gegen das Hauptdeck (zum Schutze gegen den nun auf den zweiten Boden wirkenden Wasserdruck) in ein

Schwimmdock geschleppt werden. Nach der Dockung zeigte sich, daß bei der schweren dynamischen Beanspruchung und tagelangen Schrammung nur die Platte des unteren Bodens und einzelne Stringer stark beschädigt waren, während alle Diagonalen zwischen den beiden Schiffsböden und insbesondere der obere Boden durchaus unversehrt waren. Aus dem Grundriß ergibt sich ein Bild über den Umfang des Schadens. Über die Schiffskonstruktion selbst ist in „Ingenieren" Nr. 56/57, 1920, Näheres mitgeteilt. An den in Abb. 2 schraffierten Stellen war der Beton teils vollständig zerdrückt und ausgebrochen (Abb. 2, Loch 28—30, K—L), teils gerissen, teils hatten die Steine die äußere Betonschicht zerschrammt. Ohne die Haut zum Reißen zu bringen, waren an vielen Stellen bis 2 cm Tiefe Zermalmungen der Betonhaut herbeigeführt worden. Die Bewehrung war nirgends zerstört, aber vielfach stark nach oben (bis zu 15 cm) durchgebeult.

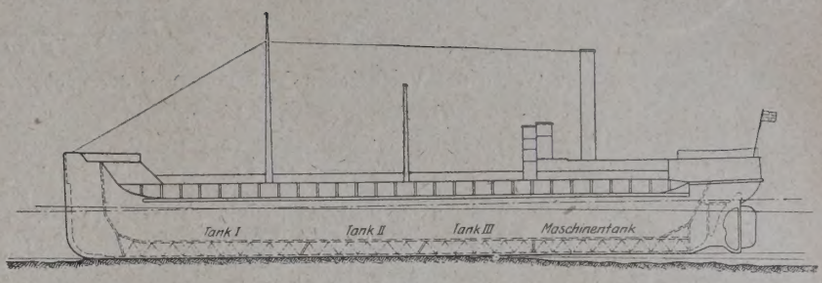


Abb. 1.

Die Ausbesserungsarbeit bestand nun im Abstemmen des gerissenen Betons mittels Preßluftmeißeln (ein Drittel des gesamten Bodens mußte erneuert werden), im Wiederherstellen einer ebenen Eiseneinlage, soweit möglich durch Zurückbiegen im ganzen, sonst nach Aufscheiden der einzelnen Netzstäbe und nachträglicher Überlaschung durch Zulageeisen. Um diesen genügend Haftlänge zu verschaffen, machte sich eine Ausdehnung der Stemmarbeiten über den eigentlichen Zerstörungsbereich notwendig. Nach dieser Ausbesserung der Bewehrung wurde — natürlich im Trocknen — in die Leckstellen die Betonmasse flüssig eingebracht, wobei auf ein gutes Anschließen des Betons an die 4,35 m lange Berührungsfuge mit dem alten Beton in der 9 cm starken Platte besonderer Wert gelegt wurde. Tatsächlich hat sich bei der Druckprobe in dem ausgebesserten unteren Boden nicht die geringste Wasserdurchlässigkeit gezeigt, ebenso wie auch im oberen Boden, der damit als vollkommen unbeschädigt erkannt wurde. Acht Tage nach Einbringen des Betons wurde das Schiff zu Wasser gelassen und zeigte sich durchaus einwandfrei, so daß es ohne weiteres von den Sachverständigen wieder in seine alte Klasse aufgenommen wurde. Zu beachten ist die kalte Jahreszeit während der Ausbesserung; bei wärmerer und trockenerer Witterung würde man wahrscheinlich

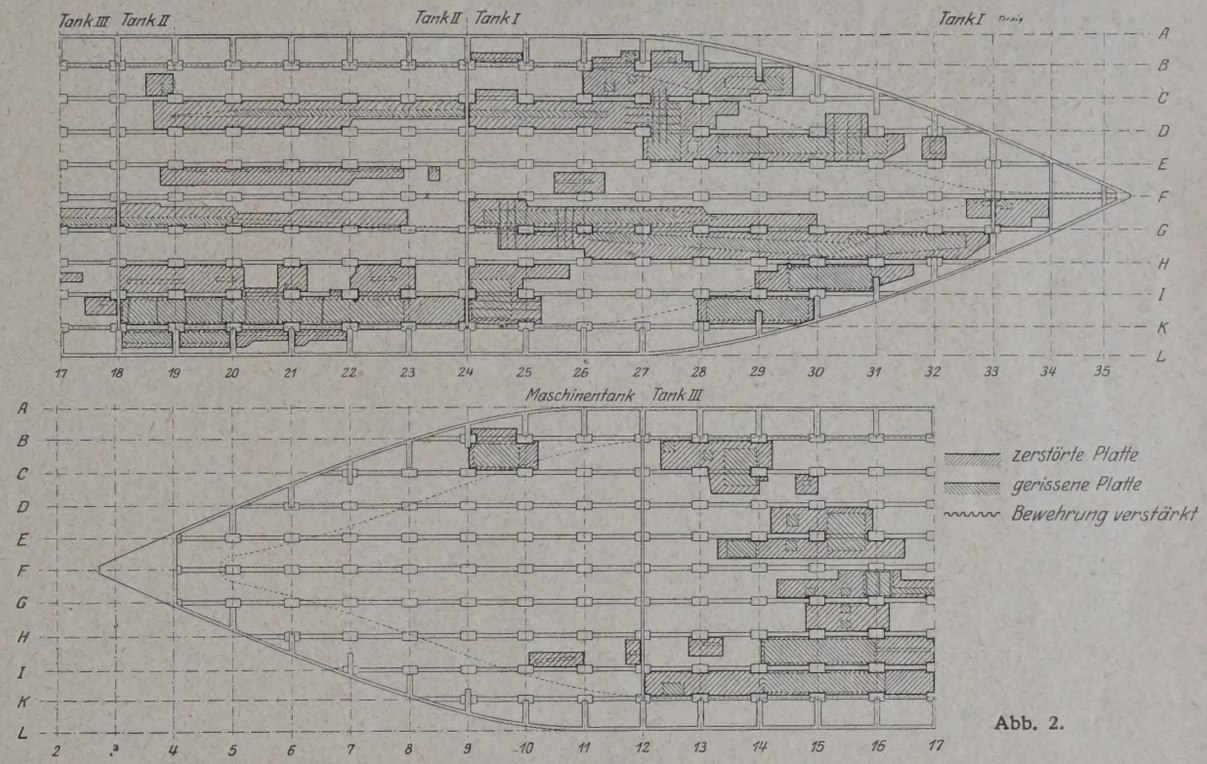


Abb. 2.

daß man es anfänglich nur vorn und achtern auf Kielstapel gesetzt hatte, eine außergewöhnliche Biegungsbeanspruchung aufzunehmen, wie sie nach Aussagen des Werftchefs ein Stahlschiff nicht ertragen haben würde. Hieraus zieht der Verfasser den Schluß, daß man die Bewehrung bedeutend herabsetzen könne, was übrigens mit der Praxis

Abb. 3.

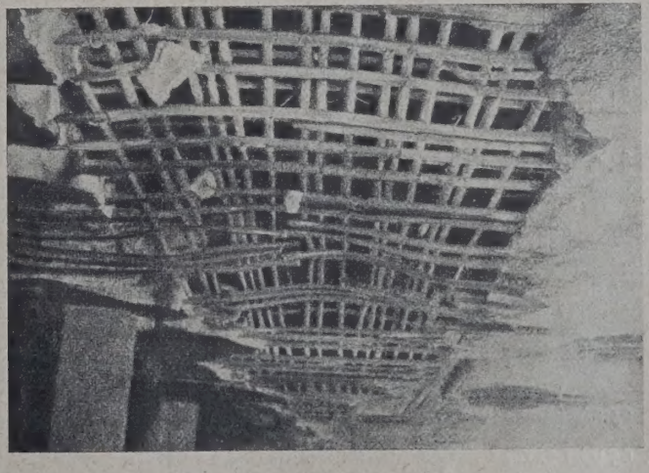


Abb. 4.

das Schiff noch beträchtlich früher wieder haben in Betrieb nehmen können. Der ganze Unfall spricht sehr zu gunsten der Eisenbetonschiffe. Nach Aussagen der Sachverständigen würde bei einem Stahlschiff im gleichen Falle ein großer Teil des Bodens eingebogen worden sein, so daß die Ausbesserung erheblich größer, teurer und zeitraubender gewesen wäre. Beim Docken hatte das Schiff übrigens dadurch, der dänischen Betonschiffskommission übereinstimme. Die damit verbundenen großen Vorteile, Gewichtsverminderung, Kostenverminderung, bessere Verteilung der Plattenbewehrung, liegen auf der Hand. Der Verfasser schätzt die Kosten, die bei gleicher Beschädigung die Ausbesserung eines Stahlschiffes erfordert haben würde, auf das 4,5-fache der im vorliegenden Falle entstandenen. Kze.

PATENTBERICHT.

Wegen der Vorbemerkung (Erläuterung der nachstehenden Angaben) s. Heft 1 vom 15. Januar 1921, S. 30.

A) Bekanntgemachte Anmeldungen.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 19. V. 21.

Kl. 5a, Gr. 1. T 24 610. Olaf Terp & Cie. Tiefbohrgesellschaft, Böhlitz-Ehrenberg bei Leipzig. Tiefbohreinrichtung für Schwengelfreifall und Schwengelseilschnellschlag. 11. XI. 20.

Kl. 5 a, Gr. 4. Z 11 365. Paul Zirzow, Berlin-Schöneberg, Koburger Str. 9. Bohrrohrverbindung und Verfahren zum Verrohren von Tiefbohrungen. 6. II. 20.

Kl. 19 a, Gr. 11. L 50 632. Dipl.-Ing. Hans Lenz, Stettin, Gartenstr. 6. Befestigung der Leitschiene in Krümmungen. 7. VI. 20.

Kl. 80 a, Gr. 46. L 47 903. Karl Lehmann, Karlsruhe, Rudolfstr. 7. Vorrichtung zur Herstellung von Betonformlingen. 11. III. 19

Kl. 84 d, Gr. 1. B 82 771. James Parker Bowling, New Orleans, V. St. A.; Vertr.: Heinrich Neubart, Pat.-Anw., Berlin SW 61. Schwimmende Förderrad-Grabmaschine. 8. XI. 16. V. St. Amerika 21. IV. 15.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 23. V. 21.

Kl. 19 a, Gr. 10. R 50 223. Fernand Radelet u. Edmond Bonnet, Brüssel; Vertr.: E. Peitz, Pat.-Anw. Berlin SW 68. Schienennagel oder Schwellenschraube; Zus. z. Anm. R 48 672. 17. V. 20.

Kl. 20 i, Gr. 11. K 73 161. Fa. Johann Kremenezeky, Wien; Vertr.: Hugo Licht, Pat.-Anw., Berlin SW 11. Elektrische Beleuchtungsanlage für Weichen- und ähnliche Signale unter Verwendung von Glühlampen. 26. V. 20. Österreich 9. VI. 16.

Kl. 37 a, Gr. 5. P 39 097. Albrecht Pohle, Raguhn, Anh. Verfahren zur Herstellung von Gußbetonwänden mit Schutzstofffüllung. 14. I. 20.

Kl. 42 c, Gr. 9. L 51 037. Alexander Lippisch, Lindau a. B.-Äschach. Gelände- und Schichtlinienzeichner. 23. VII. 20.

Kl. 80 b, Gr. 1. Sch 58 418. Johann Bernhard Schroer, Dortmund, Hohe Str. 223. Verfahren zur Herstellung von Beton- und Mörtelmischungen. 31. V. 20.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 26. Mai 1921.

Kl. 5 d, Gr. 9. K 75 865. Georg Kubainski, Kattowitz, Kirchstr. 2. Spülversetzrohr. 11. I. 21.

Kl. 19 a, Gr. 11. S 52 395. Friedrich Sommer, Rendsburg, Schienenbefestigung mittels Klaue und Keil. 26. II. 20.

Kl. 20 i, Gr. 25. N 17 914. Karl Nathan, Hamburg, Pferdemarkt 19. Stationsanzeiger. 22. V. 19.

Kl. 37 a, Gr. 1. B 89 333. Friedrich Blume, Zehlendorf b. Berlin, Spandauer Str. 21. Allseitig aufgelagerte, plattenförmige Holzdecke. 5. V. 19.

Kl. 37 b, Gr. 3. P 39 240. L. Pichler, Reutin-Lindau. Knotenpunktverbindung paarweis in drei Richtungen verlaufender, sich in einem Punkte kreuzender Hölzer gleichen Querschnitts. 9. II. 20.

Kl. 70 e, Gr. 4. H 78 255. Walter Heuer, Berlin, Hollmannstr. 32. Zeichenbrett für Einarmige. 6. IX. 19.

Kl. 80 a, Gr. 46. F 44 708. Heinrich Franke, Bielefeld i. W., Gütersloher Str. 76. Verstellbarer Formkasten zur Herstellung von Stahl- und Eisenbetonbalken. 10. VI. 19.

Kl. 84 b, Gr. 1. W 53 280. Dr.-Ing. Richard Wreden, Hannover, Stolzestr. 25. Fahrtschleuse. 25. VIII. 19.

Kl. 84 c, Gr. 2. G 48 565. Alwin Gockel, Berlin, Steglitzer Str. 36. Verfahren zum Gründen mit Betonpfählen in säurehaltigen Bodenschichten. 30. VI. 19.

Kl. 84 c, Gr. 4. M 66 624. Menck & Hambrock, G. m. b. H., Altona-Ottensen. Gelenkige Verbindung des zweiteiligen Gelenkrohres mit dem Dampfzuleitungsrohr und dem Rammbärkopf bei Dampframmen. 28. VIII. 19.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 30. Mai 1921.

Kl. 5 d, Gr. 8. G 51 757. Gesellschaft für nautische Instrumente G. m. b. H., Kiel. Vorrichtung zur Feststellung der Lage von Keilstücken in Bohrlöchern. 19. VIII. 20.

Kl. 20 g, Gr. 1. B 94 505. Buß Akt.-Ges., Basel; Vertr.: O. Siedentopf, Dipl.-Ing. W. Fritze u. Dipl.-Ing. G. Bertram, Pat.-Anwälte, Berlin SW 61. Drehscheibe. 12. VI. 20. Schweiz 16. VI. 19.

Kl. 65 a, Gr. 3. T 23 345. Karl Tönjes, Charlottenburg, Bismarckstraße 71. Form für Eisenbetonschiffe. 24. XI. 19.

Kl. 65 b, Gr. 1. M 72 662. Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg A.-G., Nürnberg. Schiffsaufschleppvorrichtung. 24. II. 21.

Kl. 80 a, Gr. 7. G 49 832. Dr. Gaspary & Co., Markranstädt b. Leipzig. Bodenverschluß an Mischmaschinen u. dgl. 15. XII. 19.

Kl. 80 a, Gr. 7. J 19 752. Gebbard Jaeger, Columbus, Ohio; Vertr.: Nütten, Rechtsanwalt, Aachen. Trommel für Beton- od. dgl. Mischmaschinen. 15. X. 19.

Kl. 80 a, Gr. 9. Sch. 57 419. Paul Schauer, Zehlendorf b. Berlin, Potsdamer Str. 50. Presse für Kunst- oder Bausteine mit Gegen- oder Ausstoßstempel. 5. II. 20.

Kl. 80 a, Gr. 13. B 86 326. Bayer. Bergärar, vertreten durch die Generaldirektion der Berg-, Hütten- und Salzwerke, München, Ludwigstr. 16. Vorrichtung zur Mitnahme und Freigabe des Stampfers oder Bären von Stampfmaschinen, Rammvorrichtungen, Fallhämmern u. dgl. 7. V. 18.

Kl. 80 a, Gr. 46. C 28 816. Johann Croé, Aachen, Aretzstr. 7. Formvorrichtung für künstliche Steine. 25. II. 20.

Kl. 80 b, Gr. 25. W 50 448. Kaspar Winkler & Co., Zürich; Vertr.: Dr. Chr. Deichler, Pat.-Anw., Berlin SW 11. Wasserdichter Belag für Terrassen, Dächer, Böden u. dgl. 25. II. 18.

B. Erteilte Patente.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 23. V. 21.

Kl. 19 a, Gr. 26. 338 722. Christer Peter Sandberg, London; Vertr.: M. Wagner, Pat.-Anw., Berlin SW 11. Verfahren und Vorrichtung zum Härten der Köpfe oder sonstiger Abnutzungsflächen von Schienen u. dgl. durch Erhitzen und nachfolgendes Abkühlen. 8. VIII. 17. S 47 022. Großbritannien 4. X. u. 29. XI. 16.

Kl. 19 a, Gr. 28. 338 549. Otto Kammerer, Charlottenburg, Lykallee 12 u. Wilhelm Ulrich Arbenz, Zehlendorf b. Berlin, Sophie-Charlotte-Str. 11. Gleisrückmaschine; Zus. z. Pat. 311 016. 17. XI. 18. K 67 545.

Kl. 37 a, Gr. 5. 338 552. Deutsche Porosit-Beton G. m. b. H., Berlin. Verfahren zur Herstellung von Bauteilen aus nagel-, bohr- und bearbeitungsfähigem Beton. 20. I. 18. W 50 294.

Kl. 37 f, Gr. 7. 338 754. Friedr. Krupp Akt.-Ges., Essen, Ruhr. Verfahren zur Aufstellung des Eisengerüstes von Hallen. 1. II. 19. K 68 009.

Kl. 37 f, Gr. 8. 338 755. Ewald Reche, Berlin-Steglitz, Forststr. 16. Senkrecht verstellbare Führung für Schiebetore von Flugzeughallen und ähnlichen Bauwerken. 18. XII. 17. R 45 274.

Kl. 38 h, Gr. 2. 338 634. Société La Transformation des Bois, Paris; Vertr.: Dipl.-Ing. Dr. P. Wangemann u. Dipl.-Ing. B. Geisler, Berlin W 57. Verfahren zur Konservierung von Holz. 7. VII. 20. S 53 634. Frankreich 4. XII. 16.

Kl. 42 a, Gr. 6. 338 756. August Staufermann, Essen, Ruhr, Heerenstr. 23. Grenzsteinzirkel. 21. V. 20. St 33 218.

Kl. 42 a, Gr. 12. 338 578. Johann Hardt, Hindenburg, O. S., Kronprinzenstr. 74. Ellipsenzirkel. 6. XI. 20. H 83 014.

Kl. 65 a, Gr. 3. 338 595. Société Rouennaise de Navires en Ciment Armé, Société Anonyme, Paris; Vertr.: Dr. Döllner, Seiler u. Maemecke, Pat.-Anwälte, Berlin SW 61. Verfahren zum Bau von Eisenbetonschiffen. 1. I. 20. S 51 891. Frankreich 5. VII. 17.

Kl. 85 c, Gr. 6. 338 652. Karl Buschardt, Cuxhaven, Wernerstr. 4. Abwasserkläranlage mit zwischen Klär- und Schlammfaulraum liegendem Frischschlammraum; Zus. z. Pat. 326 762. 9. VII. 20. B 95 017.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 30. Mai 1921.

Kl. 20 a, Gr. 14. 339 039. Société Anonyme Ateliers Otis-Bifre, Paris; Vertr.: M. Abrahamsohn, Pat.-Anw., Berlin SW 47. Kabelschleppsystem. 10. VII. 20. S 53 697. Frankreich 30. V. u. 7. VIII. 19.

Kl. 80 b, Gr. 15. 338 890. Willem Jacobus de Bas, Haag, Holland; Vertr.: Dipl.-Ing. Caminer, Berlin W 62. Verfahren zur Erzeugung von den natürlichen gleichenden Musterungen in Kunststeinmassen. 25. VII. 18. B 86 917. Holland 2. IV. 17.

Kl. 80 b, Gr. 17. 338 959. Dr.-Ing. Adolf Kleinlogel, Darmstadt, Wilhelm-Jäger-Str. 1. Verfahren zur Herstellung einer künstlichen, bearbeitungsfähigen Eisenmasse. 18. I. 20. K 49 302.

Kl. 85 b, Gr. 2. 339 087. Dr. Richard Zsigmondy, Göttingen, Friedländer Weg 47 u. Dr. Wilhelm Bachmann, Göttingen, Lotzestr. 47. Verfahren zum Reinigen, Entkeimen und Enthärten von Wasser mit Hilfe von Membranfiltern. 24. VI. 17. Z 10 029.

Kl. 85 c, Gr. 6. 330 024. Deutsche Abwasser-Reinigungs-Ges. m. b. H., Städtereinigung, Wiesbaden. Mechanische Abwasserreinigungsanlage mit Rechen und Siebradschaufelrad oder -scheibe. 27. VIII. 20. D 38 209.

Der Bau des Geultalviaduktes *).

Auf Veranlassung der Firma Grün & Bilfinger A.-G. in Mannheim sei noch mitgeteilt, daß diese Firma an der Durchbildung des von der MAN, Werk Gustavsburg, stammenden Gesamtentwurfes, insbesondere bei der Ausarbeitung der Betonpfeiler und Widerlager beteiligt war.

*) s. „Bauingenieur“ Heft 11, S. 294.

Für die Schriftleitung verantwortlich: Geheimrat Dr.-Ing. E. h. M. Foerster, Dresden. — Verlag von Julius Springer in Berlin W.
Druck von H. S. Hermann & Co., Berlin SW 19, Beuthstrasse 8.

DER BAUINGENIEUR

2. Jahrgang 15. August 1921 Heft 15

DIE HAMBURGISCHE WALDDÖRFERBAHN.

Eine Baubeschreibung von Oberbaurat Nils Buer.

Um die Jahrhundertwende setzte für Hamburg ein außerordentlicher Aufschwung seines Wirtschaftslebens ein. Im Zeitraum von etwas mehr als einem Jahrzehnt wurde der Hamburger Hafen um mehr als das Zweifache vergrößert; die bis dahin recht unzeitgemäßen Eisenbahnanlagen wurden durch großzügige Umgestaltung und Erweiterung so leistungsfähig gemacht, daß sie den Anforderungen einer Welthandelsstadt größten Umfanges gerecht werden konnten; große, der Stadt vorgelagerte Gebiete in der Elbniederung wurden mit Kanälen versehen und durch Aufhöhung zur Baureife für Fabrikanlagen gebracht; die Sanierung der Alt- und Neustadt machte bedeutende Fortschritte. Zur Bewältigung des Stadtverkehrs reichte die Straßenbahn nicht mehr aus; sie war, insbesondere in der inneren Stadt, bis zu einer so hohen Grenze in Anspruch genommen, daß eine weitere Belastung sowohl im Interesse des Straßenbahnbetriebes wie des Straßenverkehrs ganz unzulässig erschien. Ihre Leistungsfähigkeit konnte nur noch durch den Bau einiger äußerer Anschlußlinien in beschränktem Maße gesteigert werden.

Ein Teil des Ortsverkehrs war durch die mit Dampfzügen betriebene Stadtbahn Hamburg-Altona aufgenommen worden. Als schließlich die Elektrisierung dieser Bahn unter Hinausschiebung ihrer beiderseitigen Endpunkte nach Ohlsdorf und Blankenese im Jahre 1906 durchgeführt wurde, wodurch diese Bahn eine Länge von 26,66 km erhielt, zählte Hamburg bereits 825 000 Einwohner. Die Elektrisierung der Straßenbahn und der Stadtbahn und die damit verknüpfte erhebliche Steigerung der Leistungsfähigkeit dieser Verkehrsmittel erreichten aber nicht, daß dem vorhandenen Verkehrsbedürfnis Genüge geleistet wurde. Es ergab sich eine immer größere Überlastung der Straßen, besonders in der inneren Stadt, durch Fußgänger- und Wagenverkehr und den immer dichter werdenden Straßenbahnbetrieb. Die Notwendigkeit, den Straßen einen großen Teil des sich auf ihnen abspielenden Verkehrs zu nehmen, trat immer dringender hervor. So entstand die Hochbahn, deren Ringlinie von 17,5 km Länge im Jahre 1912 in Betrieb genommen wurde. An diese Ringlinie wurden nacheinander folgende Zweiglinien angeschlossen:

Die Eimsbütteler Linie, 2,6 km lang, in den Jahren 1913/14, die Ohlsdorfer Linie, 5,5 km lang, im Jahre 1914 und die Rothenburgsorter Linie, 3,1 km lang, im Jahre 1915.

Im Jahre 1913 ist Hamburg in die Reihe der Millionenstädte aufgerückt. Die Verkehrszahl, das heißt die Zahl der jährlichen Fahrten auf den Kopf der Bevölkerung, hatte eine Zunahme um 6½ v.H. erreicht. Bei der Förderung der Verkehrsentwicklung auf neuzeitiger Grundlage ergaben sich besondere Rücksichten auf Hamburgs politische Lage sowie auf die natürliche Beschaffenheit der seiner Oberhoheit unterstehenden Landesteile, die zum Teil als Enklaven in dem preußischen Nachbargebiet eingestreut liegen und deren Lage zur Stadt und zueinander die Richtungen, die die neuen Verkehrswege einzuschlagen hatten, fast zwangläufig bestimmte. Es hatte sich gezeigt, daß, infolge der verbesserten Verkehrsverhältnisse auf den Bahnen nach Blankenese, Alt-Rahlstedt-Ahrensburg und Reinbeck-Friedrichsruh, viele Hamburger nach diesen Gebieten übersiedelten und somit dem Hamburger Staate mit ihrer Steuerkraft teilweise verloren gingen. Als Folgeerscheinung trat außerdem eine erhebliche Wertsteigerung des Grundbesitzes der Nachbarortschaften ein. Diese Tatsachen gaben den Anstoß dazu, daß Hamburg Projekte verfolgen mußte, um sein eigenes, unerschlossenes Landgebiet, das in gesundheitlicher Beziehung und an landschaftlichen Reizen den preußischen Nachbargebieten nicht nachstand, aufzuschließen, wenn es nicht ins Hintertreffen geraten wollte, zumal Preußen sich anschickte, das Alstertal oberhalb Fuhlsbüttel durch Verlängerung der elektrischen Stadt- und Vorortsbahn, die eine rein hamburgische Bahn ist, aber von Preußen betrieben wird, zu erschließen. So entstanden in rascher Aufeinanderfolge nach den Vorschlägen des Oberbaudirektors Sperber die Projekte der Walddörferbahn und der Langenhorner Bahn, deren Ausführung im Februar und November 1912 von Senat und Bürgerschaft beschlossen wurde. Die Walddörferbahn bezweckt die Herstellung einer elektrischen Eisenbahnverbindung der hamburgischen Enklaven Farmsen-Berne, Volksdorf, Wohldorf-Ohlstedt und Schmalenbeck-Groß-Hansdorf mit der Stadt Hamburg. Die Langenhorner Bahn verfolgt dasselbe Ziel für das nördlich von Ohlsdorf gelegene, bereits eingemeindete Gebiet von Klein-Borstel, Fuhlsbüttel und Langenhorn. Der Bau der Walddörferbahn, als der bedeutendste der beiden Bahnen, soll im folgenden etwas näher erörtert werden (Abb. 1).

Für den Entwurf der Walddörferbahn ergab sich zuerst die Frage, ob die Bahn nach Art der als Vollbahn angelegten Stadt- und Vorortsbahn oder der Hochbahn mit ihrem viel kleineren Lichtraumquerschnitt zu erbauen sei, da beide Bahnen nach Bau- und Betriebsart an sich gleich neuzeitlich und für die Außenstrecken gleich geeignet waren. Die Entscheidung wurde zugunsten des Hochbahnsystems getroffen. Die Gründe hierfür waren: Durch einen Anschluß an die Hochbahn wurde ein direkter Verkehr aus den Walddörfern bis nach der inneren Stadt, nach dem Rathausmarkt, Rödingsmarkt und St.-Pauli-Landungsbrücken ermöglicht, was bei der Stadt- und Vorortsbahn infolge ihrer Lage nicht erreicht werden konnte. Ferner wäre der Betrieb der Bahn im Falle eines Ausbaues nach dem Vorortsbahnsystem in preußische Hände gekommen, da die Bahn doch nur mit einem direkten Betriebsübergang in die von der Eisenbahndirektion Altona betriebene Stadt- und Vorortsbahn Zweck gehabt hätte. Schließlich lag auch ein wesentlicher Grund für den Bau nach dem Hochbahnsystem in der Baukostenfrage, die sowohl bezüglich der Erdarbeiten wie der Brücken- und Bahnhofsbauten ganz erheblich zuungunsten des Vorortsbahnsystems sprach, ein Umstand, der bei einer gegebenenfalls später vorzunehmenden selbständigen Einführung der Walddörferbahn in das Stadtinnere noch besonders ins Gewicht fiel. Sollte die Bahn ihren Zweck, nämlich die Walddörfer für städtische Bebauung zu erschließen, voll erreichen, mußte außerdem auf eine möglichst hohe Reisegeschwindigkeit Bedacht genommen werden. Nach englischem und amerikanischem Muster wollte man sich die Möglichkeit, Schnellzüge, die nur an den Hauptstationen halten sollten, fahren zu lassen, offen halten. Die Entscheidung fiel daher dahin, die Walddörferbahn im Gegensatz zu der als Kleinbahn gebauten und betriebenen Hochbahn als Hauptbahn auszugestalten.

Aus betrieblichen Gründen und zur Erreichung einer Umsteigemöglichkeit zwischen Walddörferbahn und Stadt- und Vorortsbahn entschloß man sich dazu, die neu zu erbauende Bahn in Barmbeck an den bestehenden Hochbahnring anzuschließen, zumal die Lage dieses Anschlusses für die spätere

selbständige Hineinführung der Walddörferbahn in die innere Stadt besonders günstig erschien. Entsprechend ihrer Bau- und Betriebsklasse mußte die gesamte Bahn schienenfrei angelegt werden. Besonders starke Steigungen mußten an zwei Stellen eingelegt werden, nämlich in Barmbeck zur Überkletterung der Hochbahn, Vorortsbahn sowie der projektierten Güterumgehungsbahn und in Volksdorf zur schienenfreien Entwicklung der Abzweigung nach Gr. Hansdorf. An diesen Stellen mußte zu Steigungen von 1 : 40 bis 1 : 55 gegriffen werden. Gleichzeitig wurden auf dem Überkletterungsbauwerk in Barmbeck an zwei Stellen geringere Krümmungen von 200 und 250 m Halbmesser eingelegt. Zu den starken Steigungen und geringen Krümmungen war die Zustimmung des Reichseisenbahnamts nötig, die um so unbedenklicher erteilt werden konnte, als beide Punkte in unmittelbarer Nähe von Haltestellen liegen. Auf der übrigen Strecke ließ sich das Bestreben, möglichst flache Steigungen und möglichst große Krümmungshalbmesser zu verwenden, erfolgreich durchführen. Die größte Steigung betrug hier 1 : 100, und der geringste Bogenhalbmesser 500 m, womit nach der Eisenbahnbau- und -betriebsordnung eine Fahrgeschwindigkeit von bis 80 km/Std. zulässig ist. Die Bahn ist zweigleisig. Die Längen der einzelnen Strecken sind:

Barmbeck—Volksdorf	12,6 km
Volksdorf—Wohldorf	5,2 „
Volksdorf—Groß Hansdorf—Beimoor .	11,7 „

Die ganze Länge der Walddörferbahn beträgt daher 29,5 km, davon liegen 10,4 km auf preußischem Gebiet. Auf der Strecke Barmbeck—Volksdorf liegen die Haltestellen Habichtstraße, Wandsbek-Gartenstadt, Trabrennbahn, Farmsen, Berne, Meiendorferweg und Volksdorf. Auf der Strecke Volksdorf—Wohldorf, Buckhorn, Hoisbüttel und Wohldorf und auf der Strecke Volksdorf—Groß Hansdorf—Beimoor, Buchenkamp, Ahrensburg, Hopfenbach, Schmalenbeck, Kiekut, Groß Hansdorf und Beimoor.

Die Züge sollen, wie auf der Hochbahn, elektrisch betrieben werden und in der Regel ohne Umsteigeverkehr auf diese Bahn übergehen, so daß zwischen der Innenstadt und den Endpunkten Groß Hansdorf und Wohldorf ein durchgehender Verkehr stattfindet. Daher ist auch das rollende Material das gleiche, wie auf der Hochbahn. Mit Bezug auf den Güterverkehr, der mit dem Betrieb einer Vorortsschnellbahn nicht vereint werden kann, ist vorgesehen, ihn durch die elektrische Kleinbahn Alt Rahlstedt-Volksdorf-Wohldorf wahrnehmen zu lassen. Für den Anschluß Farmsens an diesen Güterverkehr ist ein Stichgleis von Volksdorf nach Berne-Oldenfelde gleichzeitig mit der Walddörferbahn gebaut worden.

Abb. 1. Lageplan.

Die Bauarbeiten wurden mit umfangreichen Bodenuntersuchungen eingeleitet. Da die Herstellung von Schürflöchern infolge des an den meisten Stellen vorhandenen hohen Wasserstandes außerordentlich hohe Kosten verursacht hätte, wurden zur Untersuchung des Untergrundes Erdbohrungen vorgenommen. Auf der einen Seite sollte die Tragfähigkeit des Untergrundes für die Bauwerke und für die Dammschüttung festgestellt werden, anderseits war die Kenntnis der in den Einschnitten vorhandenen Bodenarten, die für die Dammschüttung verwendet werden sollten, von großer Wichtigkeit. Schließlich waren noch einige besondere Bohrungen vorzunehmen, die über

die Beschaffenheit und Gewinnungstiefe von Trinkwasser an verschiedenen Stellen der Bahn Aufschluß zu geben hatten. Wenngleich die gesamten Bohrergebnisse zunächst besonders nach technischen Gesichtspunkten verwertet werden sollten, so war es doch zur Vervollständigung der Beurteilung geboten, sich zunächst ein geologisches Bild aus den gesamten Funden zu formen. Hierbei hat das Mineralogisch-Geologische Institut, Hamburg, in hervorragender Weise geholfen.

Für das Gebiet, das die Walddörferbahn durchschneidet, kommen 3 verschiedene geologische Formationen in Betracht, das Tertiär, das Diluvium, das Alluvium. Ablagerungen der tertiären Formation sind beim Bau des Bahnkörpers selber nur hin und wieder in Gestalt verschiedener, verschleppter Schollen beobachtet, aber in der über 100 m tiefen Wasserbohrung beim Hopfenbach ist der anstehende obermiozäne Glimmerton erreicht. Auf den Schichten der tertiären Formation liegt — und dasselbe gilt auch für etwa im Untergrunde vorhandene, noch nicht entdeckte ältere Formationen — im Bereich der Walddörferbahn überall die Ablagerung des Diluviums. Wo jeweils beim Vorstoß oder Rückzug des Inlandeises der Eiszeit der Rand der Eismasse lag, d. h. da, wo ebensoviel Eis abschmolz, wie neues nachgeschoben wurde, häufte sich der Gesteinschutt zu großen Hügelreihen auf, den sogenannten Endmoränen. Eine solche Endmoräne wird von der Walddörferbahn auf der Strecke von Volksdorf bis Groß Hansdorf durchquert.

Besondere Beachtung verdienen die geologischen Formationen bei Ahrensburg im Tale des heutigen Hopfenbaches. Hier finden sich seltsame, unregelmäßig gestaltete Wälle, die teilweise steil aus dem ebenen Wiesengrunde aufsteigen. Sie sind in erster Linie aus Sanden und Kiesen aufgebaut, doch ist auch Geschiebemergel auf- und eingelagert. Bei der Anlage der Zufahrtstraße zum Bahnhof Hopfenbach wurden in einem dieser Wälle große Findlingsblöcke bloßgelegt, darunter einer mit einem größten Durchmesser von über 1½ m. Dieser Block ist untersilurischen Alters und wegen seines Reichtums an Versteinerungen ehemaliger Seetiere jetzt im Mineralogisch-Geologischen Institut zu Hamburg aufgestellt. Das beigegebene Profil zeigt einen Längsschnitt durch die Niederung beim Hopfenbach (Abb. 2). In der Nähe des Bahnhofes Hopfenbach scheint ein solcher Hügelrücken unter dem Moore zu liegen. Es handelt sich bei diesem Rücken wahrscheinlich um sogenannte Oser, die durch Schmelzwasserströme unter dem Eise entstanden sein können, oder auch, wie möglicherweise hier, wegen ihrer verschiedenartigen Zusammensetzung durch Aufpressung in Eisspalten. Bei der Ausführung der Erd- und Gründungsarbeiten sind von verschiedenen prähistorischen Tieren in den obersten Schichten des Sapropels noch recht ansehnliche Reste gefunden worden, die dem Mineralogisch-Geologischen Institut überwiesen wurden.

Die Auswertung der geologischen Ergebnisse nach der technischen Seite hatte sich fast ausschließlich mit den Schichten des Diluviums und Alluviums zu befassen. Die Bodenschichten des Diluviums ließen sich für die technische Beurteilung in zwei Hauptklassen einteilen. Zu der ersten Gruppe gehörten: Mergel, blauer Ton und gelber Lehm. Die Brauchbarkeit für den Bahnbau war ganz verschieden und abhängig von den Grundwasserverhältnissen. In trockenem Zustande eigneten sich diese Bodensorten für Bahnbauten recht gut; infolge der festeren Zusammensetzung war allerdings eine vermehrte Arbeit für die Lösung des Bodens aufzuwenden. Im Damme hatten diese Bodenarten den sehr unangenehmen Nachteil, daß infolge der vielen Hohlräume, die durch die Übereinanderschichtung der festen Klumpen entstanden, ganz erhebliche Sackungen noch längere Zeit nach Fertigstellung der Dämme erwartet werden mußten und, wie sich später zeigte, auch eintraten. Als Baugrund für die massiven Bauwerke der Bahn waren diese Bodenschichten bei trockner Lagerung hervorragend geeignet. Es bedurfte an solchen Stellen keiner besonderen Gründungsausbildung; die Bauwerke wurden mit mäßig verbreitertem Fuß unmittelbar auf diese Bodenarten gesetzt.

Wesentlich anders war das Verhalten dieser Bodenarten im nassen Zustande. Die Herstellung der Einschnitte war an solchen Stellen mit erheblichen Schwierigkeiten verbunden, da nicht nur die Entwässerungsfrage ständig neue Vorkehrungen notwendig machte, sondern auch zahlreiche Böschungsrutsche den Fortgang geregelter Bauarbeiten störten. Als Dammschüttungsmaterial waren diese Bodenarten in nassem Zustande sehr ungeeignet. Die hiermit geschütteten Dämme blieben lange in Bewegung und beanspruchten bedeutende Nacharbeiten. Nachdem aber solche Dämme im Laufe längerer Zeit hinreichend ausgetrocknet waren, bilden sie für den Betrieb der Bahn eine besonders zuverlässige Unterlage, bei der dann Sackungen kaum mehr vorkommen. Als Baugrund waren sie nicht günstig, da sie meistens im Grundwasser lagen und dadurch die Eigenschaften einer weichen Kleie angenommen hatten. Es waren also an solchen Stellen besondere Ausbildungen der Bauwerkssohlen erforderlich.

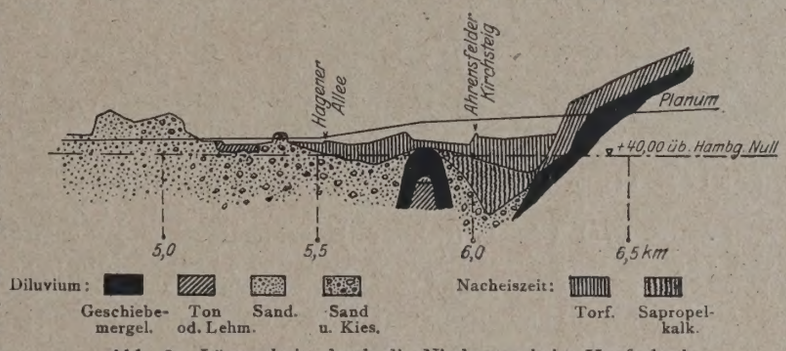


Abb. 2. Längsschnitt durch die Niederung beim Hopfenbach.

Als zweite wichtige Gruppe des Diluviums kamen die Sande und feinkörnigen Kiese in Frage. Im trockenen Zustande waren diese Bodenarten sowohl für den Einschnitt wie für den Dammbau, wie auch für die Gründung von Kunstbauten hervorragend geeignet. Im nassen Zustande konnten beim Einschnitt- und Dammbau mit diesen Bodensorten noch recht befriedigende Ergebnisse erzielt werden. Als Baugrund waren der grobkörnige Sand und der nasse Kies unbedenklich. Anders stand es mit den feinkörnigen Triebsanden, die in der Nähe kleinerer Wasserläufe teilweise angetroffen wurden und recht kostspielige Vorkehrungen zur Verhütung von späterer Unterspülung des Bauwerkes nötig machten. Zwischen diesen beiden Hauptgruppen des Diluviums kamen noch zahlreiche Zwischenbodenarten vor, die je nach ihrer Beschaffenheit und Zusammensetzung bald mehr die Eigenschaft der einen und bald mehr die der anderen Gruppe hatten. Es handelte sich hier vornehmlich um lehmige Sande, sandige Tone und steinigen Mergel. Im allgemeinen konnte man aber von diesen Bodenarten bei nicht allzu ungünstigen Wasserverhältnissen annehmen, daß die Bauschwierigkeiten sich in mäßigen Grenzen halten würden.

Neben den das Hauptinteresse einnehmenden Schichten des Diluviums waren noch die Bodensorten des Alluviums für den Bahnbau an manchen Stellen von Wichtigkeit. Es handelt sich hier um die Torf-, Moor- und Sapropelschichten und um Zusammensetzung aus mooriger Kleie und sandigem Moor. Für Dammschüttungsarbeiten konnte solches Material überhaupt nicht gebraucht werden, da es niemals, auch im trockenen Zustande einen festen Bahnkörper ergeben hätte. Wohl aber eignete es sich, besonders dann, wenn es mit Mutterboden oder Sand vermischt war, leidlich gut für die Böschungsbekleidungen. Die Trägfähigkeit dieser Bodensorten für Dämme, die darauf geschüttet werden mußten, war unzuverlässig; es mußte damit gerechnet werden, daß der weiche Untergrund seitlich ausweichen würde und die Dämme infolgedessen bis auf den tragfähigen Baugrund durchsacken würden, was auch tatsächlich an mehreren Stellen eintrat. Als Untergrund für die massiven Bauwerke waren die Alluvialschichten völlig unbrauchbar.

Die gesamte zu bewältigende Bodenmenge betrug etwa 1 670 000 cbm. Hiervon wurden etwa 1 440 000 cbm in den Einschnitten gewonnen, während der Rest von etwa 230 000 cbm durch Seitenentnahmen in Barmbeck und Gr. Hansdorf beschafft werden mußte. Die Ausführung der gesamten Erdarbeiten mit Ausnahme der Seitenentnahme in Barmbeck lag in den Händen der Firma Habermann & Guckes A.-G., Kiel.

Abb. 3. Bahneinschnitt in Volksdorf.

Um den Bahnbau möglichst zu fördern, war eine sorgfältig abgestimmte Arbeitseinteilung bei der Ausführung der Erdarbeiten geboten. Es mußte erreicht werden daß die verschiedenen Betriebe möglichst ihre volle Leistungsfähigkeit entfalten konnten, sich dabei aber gegenseitig nicht hinderten, und daß zwischen ihren einzelnen Arbeitsbezirken keine Lücken entstanden; ferner mußte darauf Bedacht genommen werden, daß die verschiedenen Erdbetriebe mit den übrigen Bauarbeiten auf der Bahn, vor allen Dingen mit der Herstellung der Bauwerke und Straßen, Hand in Hand gingen und so ein Ineinandergreifen sämtlicher Bauarbeiten nach wirtschaftlichen Gesichtspunkten und unter geringstem Zeitverbrauch gewährleistet wurde.

Die Erdmenge, die die Firma Habermann & Guckes zu bewältigen hatte, belief sich auf rund 1 550 000 cbm. Der Firma standen für diese Arbeit zur Verfügung: 2 Lübecker Eimerkettenbagger mit je 1000 cbm Leistung in einer 10-stündigen Arbeitsschicht sowie 2 Löffelbagger mit je 700 cbm Leistung in einer 10-stündigen Arbeitsschicht (Abb. 3). An rollendem Material verfügte die Firma bei dem Bahnbau über 10 Lokomotiven und 230 Erdförderwagen, hiervon 180 zu je 4 cbm Inhalt und 50 zu je 2,5 cbm Inhalt. Die Fördergleise waren alle mit 90 cm Spur angelegt und hatten zusammen eine Ausdehnung bis zu 23 km. Zur Unterstützung der maschinellen Betriebe wurden noch 3 Handladeschächte eingelegt, die mit je 2 Lokomotiven, 30 Kippwagen zu 1 cbm Inhalt und etwa 2 km Gleis arbeiteten. Während der Hauptbauzeit wurden je nach der Beschäftigungsmöglichkeit im Sommer 500 bis 800 Arbeiter, unter denen etwa 20 vH. Frauen waren, beschäftigt. Die Zahl der Arbeiter im Winter belief sich durchschnittlich auf 300 bis höchstens 500, wobei fast gar keine Frauen beschäftigt wurden.

Bei der Ausführung der Erdarbeiten hatte man auf allen Strecken, auf denen der Baugrund weniger zuverlässig erschien, mit größeren Dammsackungen gerechnet. Infolgedessen waren von vornherein an den Erdgewinnungsstellen entsprechende Mehrabgrabungen vorgesehen. Die beiden Hauptgebiete, in denen Dammsackungen in größerem Umfange vorkamen, waren der Endpunkt der Bahn in Wohldorf und die Dammstrecke im Ahrensburger Moor in der unmittelbaren Nähe des Hopfenbaches. Die sehr erheblichen Sackungen an diesen Stellen wiesen zweierlei Arten der Bewegung auf. Neben einem langsamen Nachgeben des Untergrundes fand des öfteren, und zwar ganz unregelmäßig, ein plötzliches, ruckweises Wegsacken ganzer, meist hoch aufgeschütteter Dammteile statt. Diese letztere Art der Sackungen war für den Arbeitsbetrieb sehr gefährlich. Wiederholt wurde das mit starken Bohlen auf eine möglichst breite Unterlage gesetzte Erdfördergleis trotz Vorsichtsmaßnahmen mit in die Tiefe gerissen und unter den seitlich nachstürzenden Bodenmengen begraben. Einmal stürzte sogar ein ganzer Erdförderzug beim plötzlichen Wegsacken des Dammes im Ahrensburger Moor mit in den Morast. Es waren also ständig umfangreiche Gleisunterhaltungsarbeiten erforderlich, so daß der Betrieb oft gestört wurde und die Arbeitsleistungen erheblich ins Stocken gerieten. Der durch die einsackenden Dämme verdrängte Moor- und Sapropelboden wurde seitlich der Dämme herausgepreßt und bildete zu beiden Seiten der Bahn unregelmäßig verlaufende Hügel und wulstartige Erhöhungen von stellenweise bis zu 4 m Höhe (Abb. 4 u. 5). Im ganzen wurde für die Moorstrecke in Wohldorf etwa 20 000 cbm Schüttmaterial mehr gebraucht, als rechnungsmäßig ermittelt war. Für die Dammstrecke im Ahrensburger Moor wurden mehr als 40 000 cbm Boden mehr gebraucht.

Abb. 4. Dammsackung mit Moorauftreibung in Wohldorf.

Eine sehr kostspielige Begleiterscheinung der Erdarbeiten bildeten die Böschungsrutsche. Diese waren, wie im Vorhergehenden zum Ausdruck gebracht wurde, von der Zusammensetzung des gewonnenen Bodens und von den Wasserverhältnissen abhängig. In fast allen Einschnitten traten die Böschungsrutsche sowohl während der Bauzeit als auch eine ganze Reihe von Jahren nach Fertigstellung der Arbeiten in größerem Umfange auf. An allen Stellen, wo Grundwasserhorizonte durchschnitten wurden, bildeten sich in den Bö-

schungen kleine Quellen, die oft noch sehr lange nach Fertigstellung der Bauarbeiten viel Wasser führten und ständig den Sand-, Klei- und Mergelboden aufweichten und zum Abrutschen brachten. Meist traten diese Quellen allerdings nur einseitig am Bahneinschnitt auf, da die wasserführenden Schichten fast stets in einem Gefälle angeschnitten wurden, so daß nur der Teil derselben sein Wasser in den Bahneinschnitt ergoß, der nach diesem zu Gefälle hatte.

Aber nicht nur bei den Einschnitten, sondern auch bei einem größeren Teil der geschütteten Dammstrecken traten unangenehme Böschungsrutschungen in Erscheinung. Ihre Ursache bestand darin, daß teilweise Dammschüttungsmaterial in völlig durchnäßtem und durchweichtem Zustande gewonnen und wieder eingebaut werden mußte, so daß oft bei stärkerem Regenwetter ein förmliches Auseinanderfließen solcher Schüttungen eintrat. Ebenso konnte der Regen denjenigen Dammstrecken, die aus trockenen Ton- und Lehmklumpen zusammengebaut waren, recht gefährlich werden, da er in die zwischen den einzelnen Erdteilen vorhandenen Hohlräume eindrang, sich so in größeren Mengen im Innern des Bahndammes sammelte und dann den Boden völlig durchweichte und zum Abrutschen brachte.

Die Bekämpfung der Böschungsrutsche geschah mit verschiedenen Mitteln. Ihr Hauptzweck war einerseits, möglichst wenig Wasser von außen in die Einschnittsböschungen und in die Bahndämme hineinzulassen und zweitens das vorhandene Wasser gründlich und dauernd abzuleiten. Dazu gehörte zunächst, daß sämtliche Böschungen so schnell wie möglich abgeglättet, mit Humusboden bekleidet und angesät wurden. An besonders gefährdeten Stellen brachte man sofort kleine Pflanzungen, besonders aus Weidensträuchern zur Ausführung. Bei den Dämmen wurden außerdem besonders die oberen Schüttlagen gut eingestampft und die Planumoberkante mit

Abb. 5. Dammsackung mit Mooraufreibung in Wohldorf.

einem Netz kleiner Entwässerungsschlitze überzogen. Für die Entwässerung der Böschungen brachte man drei Bauarten zur Anwendung. Für einfache Fälle waren Steinpackungen, die sich in Rinnen von 50 cm Breite und Tiefe von oben nach unten und auch schräg über die Böschungen zogen, vorgesehen. War mehr Wasser abzuleiten, so wurden diese Steinpackungen etwas tiefer bis zu etwa 80 cm gemacht und in dieselben hinein Drainagerohre verlegt. Bei besonders glitschigem und wasserhaltigem Boden faßte man solche Steinpackungen beiderseits noch durch Pfähle mit Flechtwerk ein. Diese drei Arten der Packungen, welche in vielen Kilometern Länge ausgeführt wurden, haben sich ganz vorzüglich bewährt.

Die Bahn hat 17 Haltestellen, die größtenteils mit Haltestellengebäuden versehen sind, in deren Erdgeschoß die Räume für den Abfertigungsdienst und im Obergeschoß meistens 2 Dienstwohnungen für Bahnangestellte vorhanden sind. Für die Regelung des Fahrdienstes sind 2 Betriebsbahnhöfe, je einer in Wohldorf und Groß Hansdorf und ein Unterwerk in Volksdorf vorgesehen. Der Betriebsstrom wird von den Hamburger Elektrizitätswerken geliefert und mittels Hochspannungsfreileitung nach dem Unterwerk in Volksdorf

Abb 6. Bahnviadukt in Barmbeck.

geführt. Hier wird der Strom zu 800 V Gleichstrom umgeformt und zur Speisung der Fahrleitung der Walddörferbahn benutzt. Die Fahrleitung der Walddörferbahn ist, wie bei der Hochbahn, eine Stahlschiene, die neben dem Gleise in 24 cm Höhe über Schienenoberkante aufgehängt ist.

Über die 29,5 km betragende Länge der Walddörferbahn liegen 72 Brücken- und Durchlaßbauwerke verteilt. Hiervon sind 2 Viadukte, nämlich in Barmbeck und Volksdorf. Der Viadukt in Barmbeck ist bei weitem das bedeutendste Bauwerk der Walddörferbahn (Abb. 6). Er beginnt gleich hinter dem Bahnsteig in Barmbeck, führt über die Gleise der Hochbahn, der Stadt- und Vorortbahn sowie über das Gelände der zukünftigen Güterumgehungsbahn, besitzt 18 Brückenöffnungen und erreicht eine Höhe von rd 14 m über dem Betriebsbahnhof der Hamburger Hochbahn. Der Ausblick von dem Viadukt auf den Betriebsbahnhof der Hamburger Hochbahn auf der Westseite des Viaduktes bietet einen imposanten Eindruck. Panoramaartig ziehen die breite Weichenstraße, die 4 Wagenhallen, das Kraftwerk, das frühere Verwaltungsgebäude und die Werkstatt der Hochbahn vor den Blicken der Fahrgäste hin. Die Gesamtlänge des Viaduktes ist 515 m, das Eisengewicht 2200 t. Die Straßenüberführungen sind größtenteils in Eisenbeton ausgeführt, während die Straßenunterführungen ausnahmslos massive Widerlager mit eisernem Überbau besitzen (Abb. 7 u. 8). Bei geringerer Breite der unterführten Straße ist der eiserne Überbau in einer Spannweite ausgeführt. Bei breiteren Straßenunterführungen sind die Hauptträger nach dem Gerbersystem aufgelöst und mit Pendelstützen an den Bürgersteigkanten versehen. Die vorhandenen 10 Bachdurchlässe sind alle in Massivbeton ausgeführt.

Im September 1918 wurde auf der inzwischen fertiggestellten Strecke Barmbeck—Volksdorf—Wohldorf mit 2 Beutelokomotiven, die von der deutschen Heeresverwaltung in Belgien zur Verfügung gestellt wurden, ein provisorischer Betrieb unter Benutzung von Hochbahnwagen, deren Motore

und Getriebe ausgebaut waren, eingeführt. Die Einrichtung eines elektrischen Betriebes war deshalb nicht möglich, weil infolge der Beschlagnahme allen Kupfers selbst die einfachsten elektrischen Betriebseinrichtungen nicht beschafft werden konnten. Der provisorische Dampfbetrieb hat enttäuscht. Die zur Verfügung gestellten Lokomotiven, alte französische

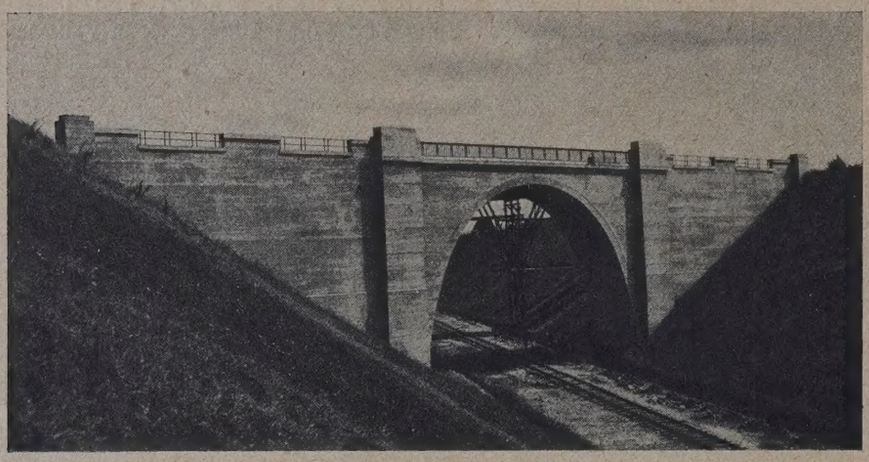


Abb. 7. Überführung der Landstraße Ahrensburg-Ahrensfelde. Ansicht.

und belgische Werklokomotiven, konnten nicht das leisten, was erwartet wurde. Einerseits gelang es diesen nur schwer, die starken Steigungen am Viadukt in Barmbeck, die natürlich für den elektrischen Betrieb berechnet waren, zu überwinden, andererseits waren die Ausbesserungsansprüche der einzelnen Lokomotiven so groß, daß die Aufrechterhaltung des Dampfbetriebes ein wirtschaftlich außerordentlich ungünstiges Ergebnis zeitigte. Als dann 10 Monate nach Einführung dieses Betriebes die Maschinen zurückgegeben werden mußten, hörte der Dampfbetrieb von selbst auf.

Inzwischen kam der Waffenstillstand und der Frieden, der Rest des Bahnbaues war fertiggestellt, Kupfer für die Herstellung von elektrischen Ausrüstungen war wieder erreichbar und da das Verkehrsbedürfnis dauernd wuchs, entschloß man sich dazu, die Walddörferbahn, wenigstens zum größten Teil, zu elektrisieren. Angesichts der außerordentlich gestiegenen Kosten und der wirtschaftlichen Lage des Staates sollte tunlichst Einschränkung geübt werden. Aus Sparsamkeitsgründen sollte auf die beiden vorgesehenen Betriebsbahnhöfe dadurch verzichtet werden, daß der vorübergehende elektrische Betrieb einstweilen von dem Bahnhof Barmbeck aus versorgt würde. Auf der Strecke Volksdorf—Wohldorf läuft die vorhandene elektrische Kleinbahn unmittelbar neben der Walddörferbahn. Auch hier war eine Möglichkeit zur Ersparung von Kosten dadurch gegeben, daß auf die Einführung des Walddörferbahnbetriebes auf dieser Strecke Verzicht geleistet und der Personenverkehr auf diese Kleinbahn verwiesen wurde.

Nachdem somit alle Vereinfachungen zur Erzielung eines sparsamen Betriebes festgestellt waren, wurde zur Einführung der für den Betrieb erforderlichen elektrischen Einrichtungen geschritten. Zunächst wurde der eine Gleisstrang der Strecke Barmbeck—Volksdorf mit Stromschiene und den übrigen elektrischen Ausrüstungen versehen. Ungefähr 2 Jahre nach Einführung des mißglückten Dampfbetriebes konnte der elektrische Betrieb auf dieser Strecke am 6. September 1920 begonnen werden. Aus Verkehrsgründen beginnen die meisten nach Volksdorf fahrenden Züge in Barmbeck, so daß Fahrgäste, die aus der inneren Stadt kommen, bzw. dahin fahren wollen, hier umsteigen müssen. In der verkehrsstarken Zeit werden aber Züge bis zur Haltestelle Millerntor der Hochbahn durchgeleitet. Zur Erleichterung des Umsteigeverkehrs von der Walddörferbahn auf die elektrische Kleinbahn in Volksdorf ist die letztgenannte Bahn in die Haltestelle Volksdorf der Walddörferbahn hineingeleitet. Die Zusammenführung der beiden Bahnen ist so bewerkstelligt, daß der Umsteigeverkehr ohne Bahnsteigwechsel vonstatten gehen kann. Zurzeit verkehren auf der Strecke Barmbeck—Volksdorf werktäglich 32 Züge, wovon 6 auf den Hochbahnring direkt übergeleitet werden. Die Fahrtdauer von Barmbeck bis Volksdorf beträgt 23 Minuten. Die Speisung mit elektrischem Strom auf der Strecke Barmbeck—Volksdorf erfolgt einstweilen von dem Unterwerk Heilwigstraße der Hochbahn aus.

Zurzeit wird an dem Unterwerk Volksdorf und an der elektrischen Ausrüstung der Strecke Volksdorf—Groß Hansdorf gearbeitet. Sobald diese Anlagen fertiggestellt sein werden, was im Spätsommer 1921 erwartet wird, soll auch auf dieser Strecke ein vereinfachter elektrischer Betrieb eingerichtet werden.

Obwohl die gesamte Walddörferbahn zweigleisig ausgebaut ist, findet der Betrieb auf der Strecke Barmbeck—Volksdorf vorläufig nur auf einem Gleise statt. Zur Erreichung einer möglichst dichten Zugfolge ist auf der Mitte der Strecke, auf

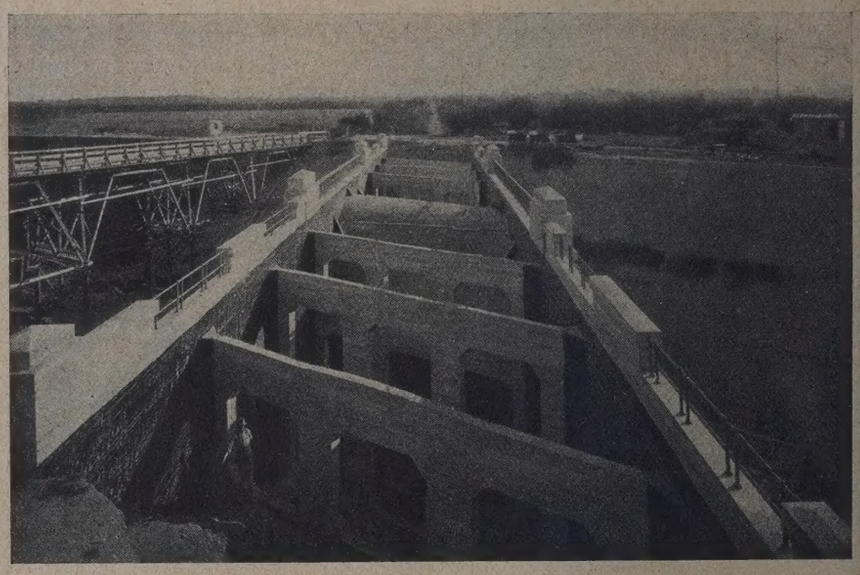


Abb. 8. Überführung der Landstraße Ahrensburg-Ahrensfelde. Aufsicht auf das Bauwerk vor der Hinterfüllung

der Haltestelle Farmsen, ein Überholungsgleis angelegt. Hierdurch ist die Möglichkeit geschaffen worden, in jeder Fahrtrichtung eine halbstündige Zugfolge im Bedarfsfalle einführen zu können. Auch die Strecke Volksdorf—Groß Hansdorf soll zunächst eingleisig betrieben werden, mit einem Überholungsgleis auf der Haltestelle Ahrensburg.

Die Baukosten der gesamten Walddörferbahn einschließlich der elektrischen Ausrüstung, des rollenden Materials, zweier Betriebsbahnhöfe und des Unterwerkes, sind seinerzeit auf 20 500 000 M veranschlagt worden. Der Bau kam aber zum größten Teil in die teure Kriegszeit und in die noch teurere Nachkriegszeit hinein. Die bewilligten Mittel reichten daher nicht aus. Die Nachbewilligungen zur Erreichung eines vereinfachten, eingleisigen, elektrischen Betriebes auf den

Strecken Barmbeck—Volksdorf und Volksdorf—Groß Hansdorf betragen 16 625 000 M.

Infolge der Zeitverhältnisse wird das Betriebsergebnis der Bahn, insbesondere in den ersten Jahren, ein außerordentlich ungünstiges sein. Die Bahn ist aber nicht als Einnahmequelle des Staates gebaut, sondern sie soll die Besiedelung der Hamburger Walddörfer fördern und damit indirekt dem Staate Nutzen schaffen. Die jetzige Einwohnerzahl beträgt, einschließlich Wandsbek Gartenstadt, rd 5400. Nach Maßgabe der geplanten Bebauung können die Walddörfer nach endgültigem Ausbau über 200 000 Einwohner beherbergen. Durch Gesetz ist bestimmt worden, daß die Eigentümer der in den Walddörfern belegenen Grundstücke zu den Kosten des Bahnbaues in folgender Weise beizutragen haben: Bei der ersten nach dem 15. Januar 1912 erfolgten Veräußerung eines Grundstückes hat der Veräußerer für jedes qm der veräußerten Grundstücksfläche dem Staate 50 Pfg. zu zahlen. Nach den Verhältnissen, wie sie vor dem Krieg bestanden, war festgestellt worden, daß durch diese Bahnsteuer das Anlagekapital der Bahn eingebracht würde. Falls die Verhältnisse sich in normaler Weise so weiter entwickelt hätten, wie man vor dem Kriege anzunehmen berechtigt war, hätte die Walddörferbahn bei einer für die Besiedelung erträglichen Tarifierung, mit Bezug auf den Betrieb für die ersten Jahre, einen Fehlbetrag von rund 2 500 000 M pro Jahr gezeitigt. Dieser Fehlbetrag hätte sich jährlich mit zunehmender Bevölkerungsziffer bis zur Erreichung des Gleichgewichtszustandes verringert, nach dessen Überschreitung aus dem Betriebe ein Gewinn zu verzeichnen gewesen wäre. Die Zeitverhältnisse haben aber alle Berechnungen über den Haufen geworfen. Es wird das ernsteste Bestreben in Zukunft darauf gerichtet werden müssen, durch Vereinfachung und Verbilligung des Betriebes und durch entsprechende Tarifierung das sicherlich auf lange Zeit hinaus außerordentlich ungünstige Betriebsergebnis so gut es geht erträglich zu machen. Es ist dies heutzutage bei fast allen Bahnbetrieben im Reiche eine alltägliche Erscheinung, die große, anscheinend fast unlösbare Aufgaben stellt.

DER WETTBEWERB FÜR ENTWÜRFE ZU EINER VERBINDUNG ÜBER DEN LIMFJORD ZWISCHEN AALBORG UND NÖRRESUNDBY IN DÄNEMARK.

Vom Geheimen Baurat Schaper, Berlin.

(Fortsetzung von Seite 385.)

4. „Nec temere, nec timide."

Verfasser: Gesellschaft Harkort, Duisburg, Tiefbauunternehmung Heinrich Butzer, Dortmund, Architekten Professor W. Kreis u. C. A. Jüngst, Düsseldorf, und als Berater: Professor Möller, Braunschweig.

Für die neue Verbindung ist ungefähr dieselbe Lage, wie sie der Entwurf „Vidtspaendende" vorsieht, gewählt worden. Auf der Aalborger Seite geht sie von der Vesteraagade aus, folgt in einem Abstande von rd. 60 m auf eine Länge von ungefähr 130 m der Kaimauer und wendet sich in einer Krümmung mit einem Halbmesser von 50 m dem Ufer zu, um hier in die neue Brücke einzumünden, die den Strom rechtwinklig kreuzt (Abb. 25). Auf der Nörresundbyer Seite trifft die Brücke auf die Hauptverkehrsstraße, die Brogade. Der Bau der neuen Brücke erfordert nur auf der Seite von Nörresundby die Verlegung eines kleinen Teiles der Pontonbrücke; diese Verlegung läßt sich aber leicht ausführen und erfordert nur geringe Kosten. In dem Hauptvorschlage der Verfasser ist die Höhenlage der neuen Brücke so gewählt worden, daß auf beiden Seiten die Eisenbahngleise unterführt werden können (Abb. 26). Die Fahrbahnoberkante liegt am Ufer auf der Aalborger Seite auf der Höhe + 7,0 m über Mittelwasser und erreicht in der Mitte des Limfjord die Höhe von + 8,0 m.

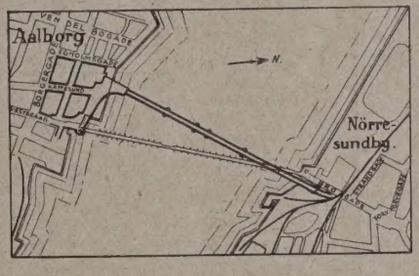


Abb. 25. Lageplan.

Die Überbauten der Brücke bestehen aus einer zweiflügeligen, in der Mitte des Fjordes angeordneten Klappbrücke und aus zwei gleichen, die Klappbrücke einschließenden Hängebrücken über 2 Öffnungen mit vollwandigen Versteifungsträgern und aufgehobenem Horizontalschub (Abb. 26 und 27).

Es war möglich, die Versteifungsträger der Hängebrücken ganz unter die Fahrbahn zu legen (Abb. 28) und sie so niedrig zu halten, daß bei Mittelwasser die Durchfahrthöhe unter ihnen noch 3,5 m beträgt. In der Mitte der Klappbrücke ist unter den geschlossenen Klappen bei Mittelwasser eine lichte Durchfahrthöhe von 5,5 m vorhanden. Eine große Zahl der Schiffe kann daher diese Öffnung durchfahren, ohne daß die Klappbrücke geöffnet werden muß.

Die Versteifungsträger der Hängebrücken sind in allen vier Öffnungen 90 m weit gestützt (Abb. 26), sie sind voll- und doppelwandig (Abb. 28), in der Mitte der Öffnungen 3 m und über den Auflagern 3,30 m hoch. Die Ketten, die aus Flacheisenstäben mit verstärkten Augen bestehen, bilden Parabeln mit 5 m Pfeilhöhe. Über den Mittelpfeilern werden sie von den eisernen Pylonen gestützt, an den an den Klappbrückenpfeilern und an den Landwiderlagern liegenden Enden der Versteifungsträger sind sie zwischen die Wandungen der Versteifungsträger hineingeführt und mit ihnen durch starke Gelenkbolzen verbunden (Abb. 29).

Die Hängestangen, die in einem Abstand von 7,5 m voneinander angeordnet sind, bestehen aus Rundeisen und sind zwischen den Wandungen der Versteifungsträger gelenkig an Flacheisen, die an zwei Querschotten befestigt sind, angeschlossen. Die Versteifungsträger haben über den Mittelpfeilern ein Gelenk erhalten (Abb. 30), um Stützensenkungen unschädlich zu machen. Dies Gelenk ist zur Aufnahme der positiven und negativen Auflagerkräfte des Versteifungsträgers durch Stelzenlager nach unten und oben und zur Übertragung der Auflagerdrucke des Windverbandes nach beiden Seiten durch kleine Rollenlager gegen den unteren Querriegel der

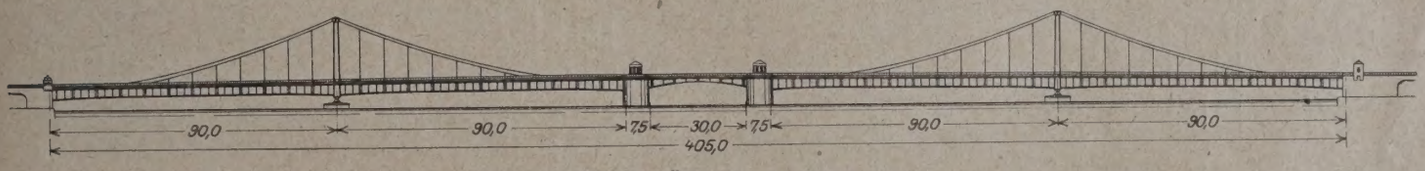


Abb. 26. Übersicht der Brücke.

Pylonen abgestützt. Die Versteifungsträger sind auf den Klappbrückenpfeilern fest, auf den Mittelpfeilern und den Widerlagern beweglich gelagert. Aus der Abb. 29 ist das bewegliche Lager auf einem der Widerlager zu ersehen. Die positiven Auflagerkräfte werden durch ein Druckpendel und die negativen durch vier Augenstäbe auf die mit dem Widerlager verankerte Lagerplatte übertragen. Der Windverband ist in der Ebene der Untergurte der Versteifungsträger angeordnet. Die Querträger sind nicht vollwandig, sondern aus einem doppelwandigen Fachwerk gebildet (Abb. 28); die Fahrbahnlängsträger liegen zentrisch auf den Querträgerwandungen auf. Die Fahrbahntafel besteht aus Tonnenblechen, welche von einer Betonschicht überdeckt sind, die Fahrbahndecke aus Holzpflaster. Die 3,5 m breiten Fußsteige

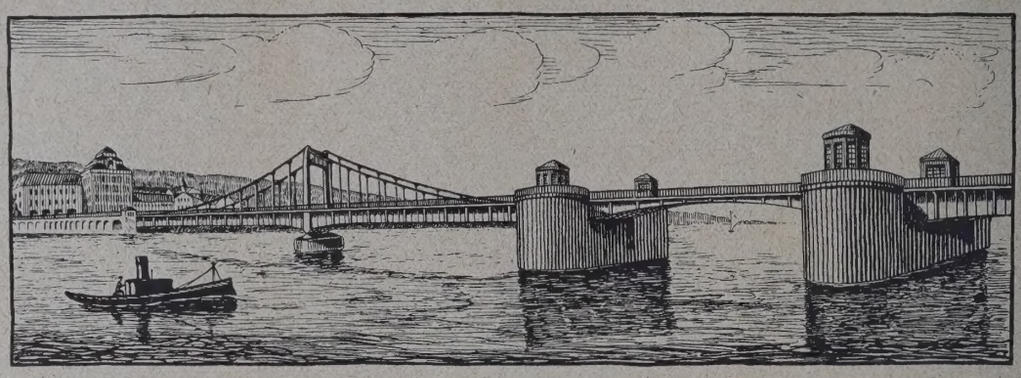


Abb. 27. Ansicht der Brücke.

Gelenken über den Mittelpfeilern ist die Fahrbahn unterbrochen, um die Wirkung der Gelenke nicht zu beeinträchtigen.

Für die Fahrbahn und den Windverband ist gewöhnliches Flußeisen, für die Versteifungsträger und die Pylonen hochwertiges Flußeisen von 45—52 kg/qmm Festigkeit und für die Kette Nickelchromstahl von 55—65 kg/qmm Festigkeit vorgesehen.

Die Öffnung zum Durchlaß größerer Schiffe liegt in der Mitte der Brücke, hat eine lichte Weite von 30 m und wird von einer zweiflügeligen Klappbrücke nach der Bauart Scherzer überspannt. Die Verfasser haben eine zweiflügelige Klappbrücke trotz ihrer Nachteile, welche vor allen in den Abstützungen der Gegengewichtsarme und in der gegenseitigen Verriegelung der beiden Klappen liegen, an Stelle einer einarmigen Klappbrücke gewählt, weil die letztere über der Fahrbahn liegende Hauptträger erfordert hätte und hierdurch das Brückenbild sehr ungünstig beeinflußt worden wäre, und weil außerdem bei einer einarmigen Klappbrücke der Klappen-

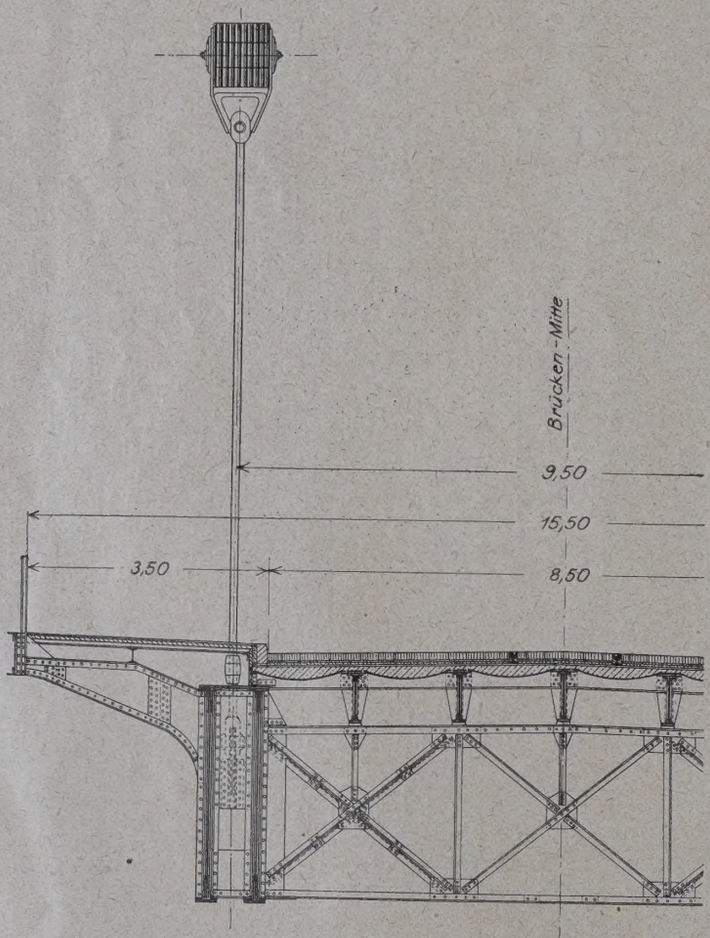


Abb. 28. Querschnitt durch die Hängebrücke.

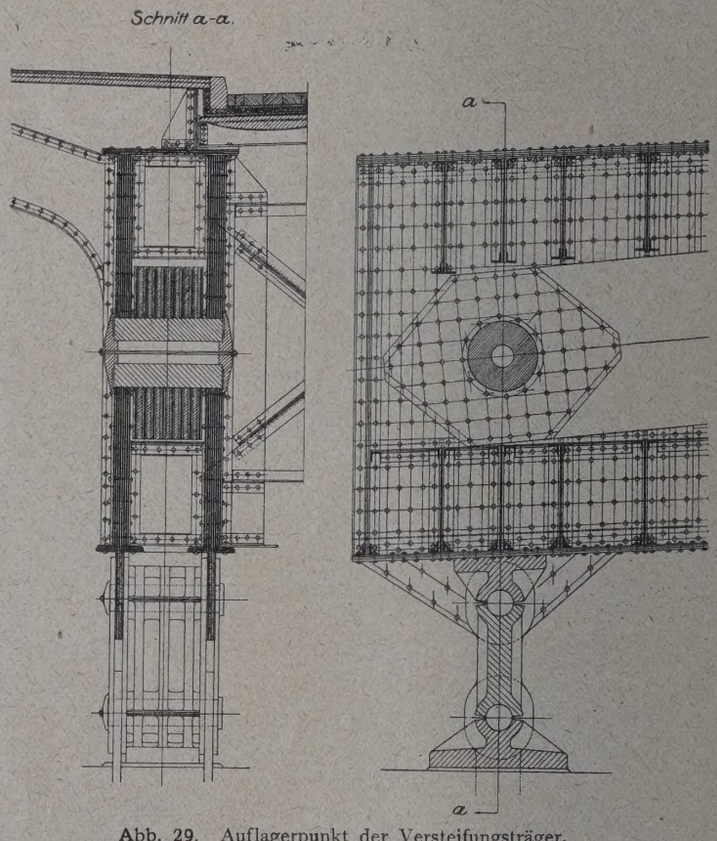


Abb. 29. Auflagerpunkt der Versteifungsträger.

ruhen auf ausgekragten Konsolen; die Fußwegtafel besteht aus Belageisen, die Fußwegdecke aus einer Gußasphaltschicht, die auf einer Bimsbetonschicht ruht. Die Fahrbahn ist im Abstand von rd. 45 m unterbrochen, um die Größe der gegenseitigen Beeinflussung zwischen Fahrbahnträgern und Hauptträgern auf ein Mindestmaß zu beschränken. Auch an den

pfeiler bei geöffneter Brücke doppelt so großen senkrechten und wagerechten Kräften ausgesetzt sein würde wie bei einer zweiflügeligen. Der Bauart Scherzer ist der Vorzug vor der Bauart mit fester Drehachse gegeben worden, weil die rollende Reibung geringere Betriebskosten erfordert als die gleitende Zapfenreibung und weil die Stützpunkte bei einer Scherzer-

Brücke näher an die Vorderkante der Pfeiler herangerückt werden können als die festen Drehachsen der anderen Bauart und daher die Stützweite eingeschränkt werden kann. Die Verfasser schlagen für die Ausführung der Klappbrücke nach der Bauart Scherzer zwei Anordnungen vor, von denen die

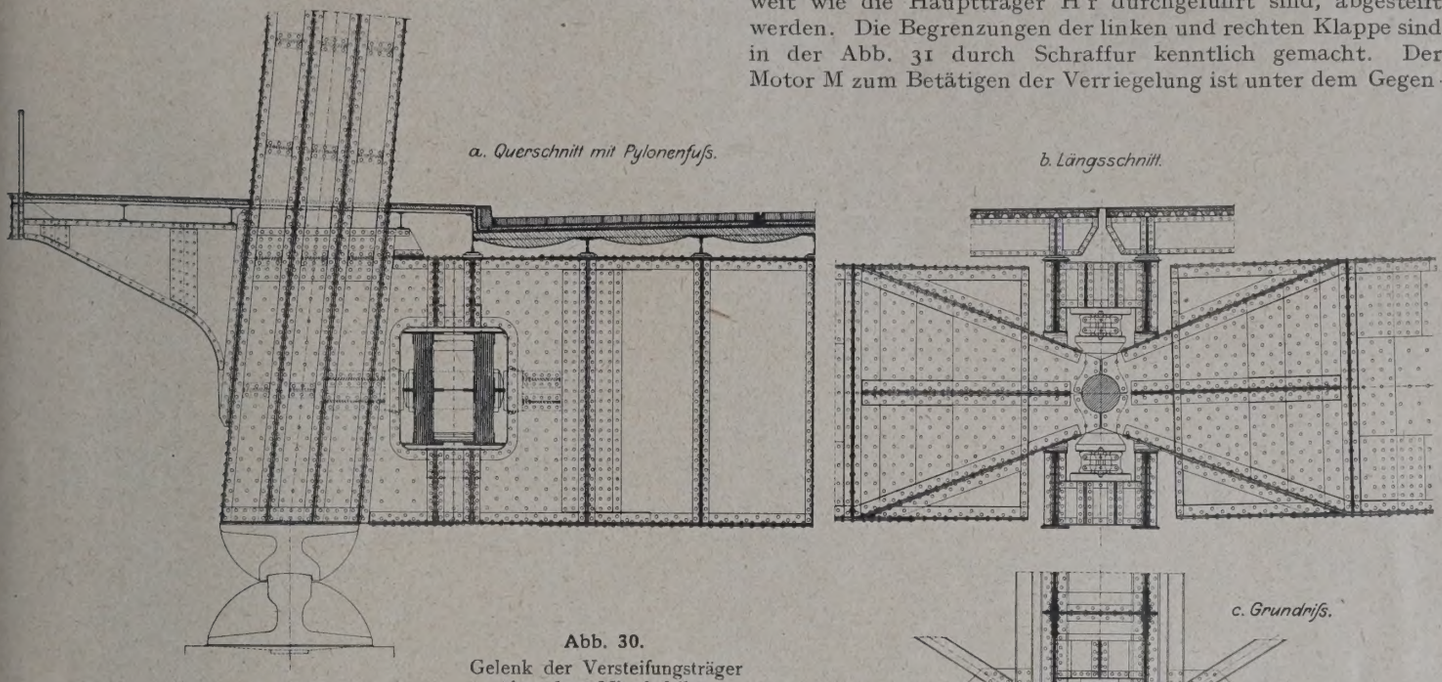


Abb. 30.
Gelenk der Versteifungsträger über dem Mittelpfeiler.

eine gebräuchlichen Regeln folgt, während die andere eine biegungsfeste Verriegelung der beiden Klappenhälften vorsieht. Bei der gewöhnlichen Bauart sind 4 Hauptträger angeordnet. Ihre vier Rollkränze bestehen aus Stahlguß und sind seitlich an den Hauptträgern befestigt. Zur Erzielung der Zwangläufigkeit ist mit den beiden äußeren Rollkränzen je ein Zahnkranz verbunden, der in eine Verzahnung der Rollbahn eingreift. Beim Schließen setzen sich die Klappen auf einstellbare Lager ab, wodurch die Rollkränze soweit entlastet werden, daß sie aus den Betriebslasten nur geringe Drucke erhalten. Die negativen Auflagerkräfte der Gegengewichtsarme werden von eisernen Rahmen, welche in den Pfeilern verankert sind, und gegen welche die Gegengewichtsarme sich legen, aufgenommen, während die beim Befahren der Gegengewichtsarme entstehenden positiven Auflagerkräfte an den Enden der Gegengewichtsarme auf Riegel übertragen werden, welche mit an den eisernen Rahmen angeschlossenen Hängeträgern in Verbindung stehen. Die Verriegelung in der Mitte der Klappbrücke ist die übliche.

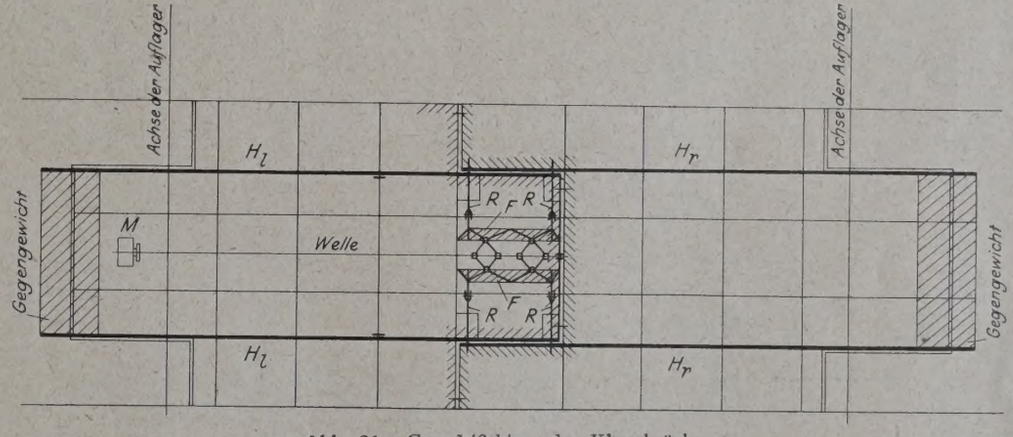


Abb. 31. Grundrißskizze der Klappbrücke.

Die zweite Bauart ist in ihrer grundsätzlichen Gestaltung in der Abb. 31 wiedergegeben. Jede der beiden Klappen besteht nur aus zwei Hauptträgern, deren Achsen einen solchen Abstand haben, daß die Hauptträger Hl und Hr jeder Seite der beiden Klappen einander übergreifen und durch je zwei in gleicher Höhe, aber in einem Abstand von rd. 4 m liegende Riegel R biegungsfest miteinander verbunden werden können. Durch diese Verriegelung werden die Hauptträger H l und H r zu einem Träger auf 2 Stützen zusammengeschlossen, der gegenüber der üblichen Trägeranordnung zweiflügeliger Klappbrücken ganz erhebliche, offensichtliche Vorteile besitzt. Die beiden Hauptträger H r können auf die Länge des Übereinandergreifens mit den Hauptträgern H l keine innern Querverbindungen erhalten und müssen deshalb gegen den Verband der zur rechten Klappe gehörigen Fußwege, die ebenso weit wie die Hauptträger H r durchgeführt sind, abgesteift werden. Die Begrenzungen der linken und rechten Klappe sind in der Abb. 31 durch Schraffur kenntlich gemacht. Der Motor M zum Betätigen der Verriegelung ist unter dem Gegengewichtsarm angebracht; er überträgt seine Bewegung durch Zahnradübersetzung auf eine Welle, die an der Verriegelungsstelle mit vier Schraubengewinden versehen ist, wovon je zwei entgegengesetzten Gang haben und die dort aufgesetzten Muttern bei Drehung der Welle paarweise einander nähern oder voneinander entfernen. Je zwei dieser Muttern bilden die Ecken eines Stabparallelogramms, dessen andere Ecken

an zwei horizontalen Fachwerkträgern F angreifen. Mit diesen sind die Riegel R verbunden. Durch eine Wellendrehung, welche die Muttern voneinander entfernen, wird die Brücke entriegelt, durch entgegengesetzte Drehung verriegelt. Bei dem biegungsfesten Zusammenschluß der beiden Klappen erübrigt sich eigentlich eine Abstützung der Gegengewichtsarme. Um aber bei etwaigen Ausbesserungen oder sonstigen Vorfällen die Brücke vorübergehend abstützen zu können, wurde doch eine Abstützung der Gegengewichtsarme gegen die Endquerträger der festen Brücke vorgesehen; diese Abstützung wurde aber federnd ausgebildet, wodurch die Gegengewichtsarme bei Belastungen der Klappbrücke ihre Formänderungen vollziehen können, ohne die Endquerträger der festen Brücke in nennenswerter Weise zu belasten.

Die Versteifungsträger der Hängebrücken sollen auf einem zum Ufer gleichlaufenden Gerüst zusammengebaut (Abb. 32a) und für jede einzelne Öffnung mit den beiden umgebauten Schwimmkörpern des zerlegten, beim Bau der Pfeiler benutzten Schwimmdocks, von dem später noch eingehend die Rede sein wird, vom Gerüst abgehoben, zur Brückenbaustelle geschafft und dort auf die Pfeiler und Widerlager abgesetzt werden (Abb. 32b). Die Versteifungsträger haben nicht genügend Höhe, um auf ihnen ohne weitere Unterstützung die Ketten zusammenbauen zu können. Deshalb werden die beiden Schwimmkörper des Schwimmdocks längs der Brückenachse unter die Hauptträger gelegt und auf diese Weise etwa in den Drittelpunkten der Öffnungen weitere Stützpunkte geschaffen (Abb. 32). Die von den Schwimmkörpern auf die Versteifungsträger ausgeübten Kräfte müssen vom Wasserstand unabhängig sein. Zu dem Zweck werden die Decks der unteren Zellen U der Schwimmkörper rd. 1 m unter das Mittelwasser gelegt, während die oberen, seitlichen Zellen O (Abb. 32c) durch Öffnen ihrer Schieber mit dem Wasser in Verbindung gebracht werden. Der Ballast in den unteren Zellen U wird so geregelt, daß ein ganz bestimmter Auftrieb und damit ganz bestimmte, gleichbleibende Auflagerdrucke erzielt werden. Die so unterstützten Versteifungsträger sind nun tragfähig genug, um auf ihnen den Zusammenbau der Hängebrücke vollenden zu können. Die Klappen der Klappbrücke sollen in aufgerichteter Stellung mit Hilfe von leichten Gerüsten zusammengebaut werden.

(Fortsetzung folgt.)

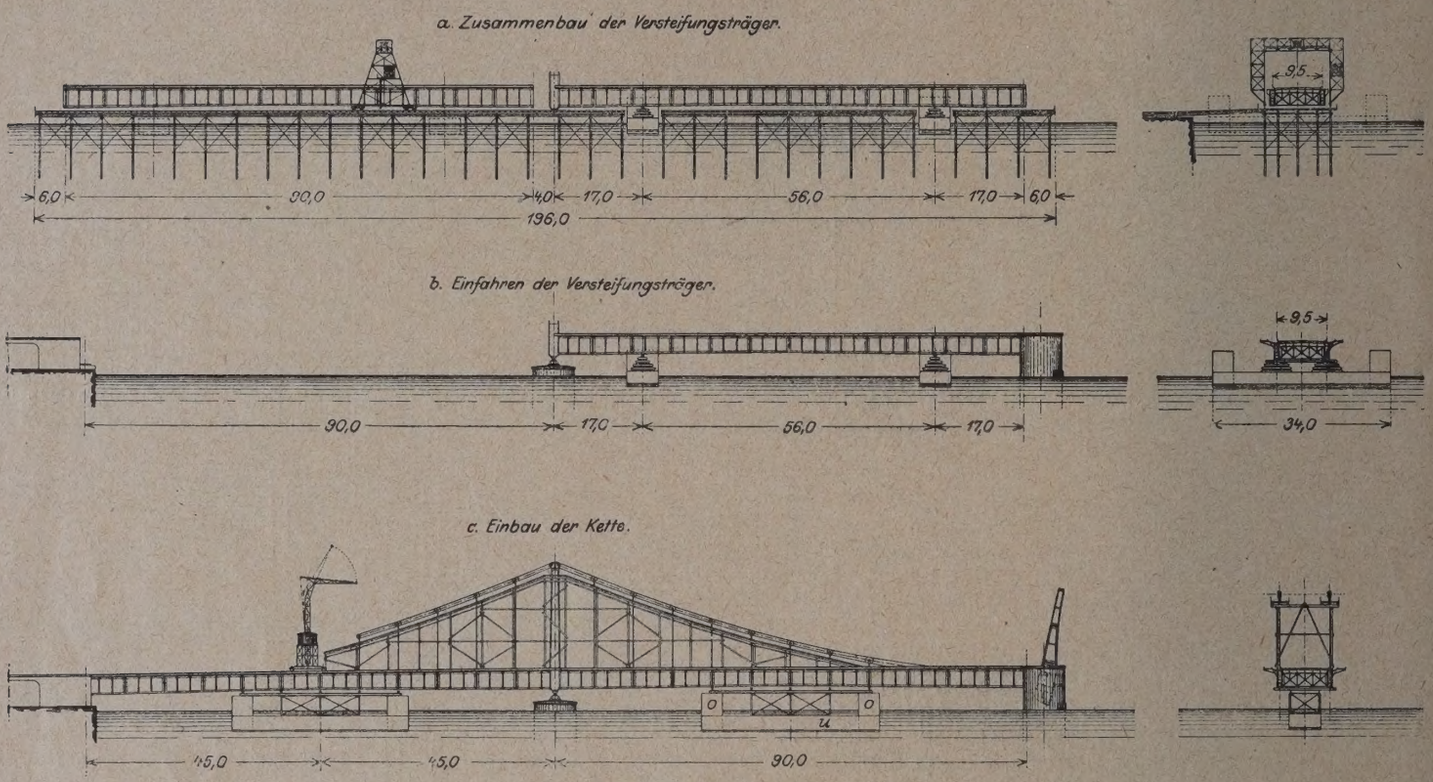


Abb. 32. Aufstellung der Hängebrücke.

EIGENGEWICHTE EISERNER HOCHBAHNBRÜCKEN.

Von Dr.-Ing. Struve, Hamburg.

Die Entwicklung großstädtischer Schnellbahnen in den letzten 10 Jahren hatte auf dem Gebiete des Brückenbaues manche Hindernisse zu überwinden, die sich infolge mangelnder Erfahrungswerte ergaben. Hierzu gehören auch die für Veranschlagung und statische Berechnung von eisernen Brücken erforderlichen allgemeinen Gewichtsberechnungen. Von gewöhnlichen Eisenbahnbrücken unterscheiden sich die Brücken von Hoch- und Untergrundbahnen durch geringere Breiten, leichteres Eigengewicht infolge der leichteren Lastzüge und durch eine stets vorhandene, dichte Fahrbahn mit durchgehendem Kiesbett. Die bekannten Gewichtsermittlungen Dircksens für die eisernen Brücken der preußischen Staatsbahn boten infolgedessen bei der Veranschlagung und Konstruktion dieser neuartigen Bauwerke keinen genügenden Anhalt zur allgemeinen Verwendung. Man kam daher in Hamburg zu der Aufstellung gänzlich neuer Formeln, nachdem die beiden als Hochbahn geplanten Schnellbahnstrecken in die Hamburger Walddörfer und nach Langenhorn fertiggestellt waren.

Die Art der auf diesen beiden Bahnen ausgeführten Hochbahnbrücken war verhältnismäßig nicht so mannigfaltig wie sie notwendigerweise für die verschiedensten Zwecke der Staatseisenbahn sein muß. Es handelte sich durchgehends um einfache vollwandige Träger und Fachwerkträger mit

unten liegender Fahrbahn zur Überbrückung von Straßen, bei denen auf architektonische Einpassung in die nähere Umgebung besondere Rücksicht genommen war. Alle verwendeten Systeme sind ohne Ausnahme statisch bestimmt und liegen zwischen Spannweiten von 10—36 m. Die Abstände der Hauptträger voneinander betragen bei eingleisigen vollwandigen Brücken 3,2 m und bei zweigleisigen vollwandigen Brücken 6,4 m, bei Fachwerkbrücken 3,6 bzw. 6,7 m. Die vollwandigen Brücken sind teilweise gelenkig ausgebildet und mit Pendelstützen versehen. Die Untersuchungen konnten auf 63 Überbauten beider Bahnen aufgebaut werden. Als Verkehrslast kam ein Wagenzug aus höchstens 8 Triebwagen der nebenstehend abgedruckten Art in Frage (Abb. 1). Für die Materialbeanspruchung waren die preußischen Vorschriften für das Entwerfen von Brücken mit eisernem Überbau maßgebend.

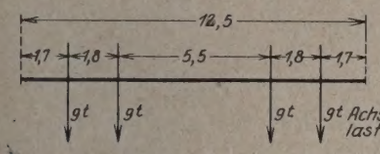


Abb. 1. 1 Wagen.

Unter diesen einfachen Bedingungen war es möglich, die Untersuchungen nicht nur auf eingleisige Brücken zu beschränken, sondern auch auf zweigleisige auszudehnen. Ebenso konnte der Einfluß der Brückenschiefe und der Zwischenstützen auf das Eigengewicht zahlenmäßig erfaßt werden. Schließlich wurden noch für überschlägige statische Untersuchungen handliche Werte für das Gesamteigengewicht einschließlich Oberbau, Schotter, Fußwegbelag usw. abgeleitet. Der Aufbau der von Dircksen verwendeten außerordentlich bequemen und praktischen Gewichtsformel ist: $G = a + b\,L$, bei welcher „a" zur Hauptsache von der Fahrbahnausbildung, und „b" von der Trägerart abhängt, ist auch für die Ergebnisse der Hochbahnbrücken beibehalten worden. Die Beiwerte „a" und „b" in der Formel sind auf tabellarischem Wege gefunden worden. Die Summe aller Abweichungen der wirklichen Gewichte von dem theoretischen Formelgewicht konnte auf diese Weise leicht auf den Wert Null gebracht werden.

Allgemein wurde zunächst festgestellt, daß die Krümmungshalbmesser der beiden Bahnen, die auf den freien Strecken nicht unter 500 m heruntergehen, auf das Gewicht der Brücken keinen nennenswerten Einfluß mehr haben.

Die übrigen Ergebnisse stellen sich im einzelnen wie folgt:

1. Eingleisige, vollwandige Überbauten ohne Pendelstützen mit unten liegender Fahrbahn (siehe Querschnitt).

$$G = 1000 + 25\,L,$$

wobei G = Brückengewicht in kg für den lfd. m Brücke und L = Länge der Brücke zwischen den Herdmauern in m bedeutet. Für schiefe Brücken dieser Art beträgt die Gewichtszunahme etwa 7,5 vH, so daß

$$G = (1000 + 25\,L) + 7{,}5\ \text{vH}$$

wird. Für Brücken mit Pendelstützen ergibt sich ein Gewichtsabzug, hervorgerufen durch Verringerung des Beiwertes „b". Es wird also: $G = 1000 + 22\,L$.

Die 3 Ergebnisse unter 1. wurden aus 34 Überbauten gewonnen.

2. Zweigleisige, vollwandige Überbauten ohne Pendelstützen mit unten liegender Fahrbahn (siehe Querschnitt).

$$G = 1950 + 40\,L$$

Für schiefe Brücken erfolgt ein Gewichtszuschlag von 7,5 vH, also

$$G = (1950 + 40\,L) + 7{,}5\ \text{vH}.$$

Für Brücken mit Pendelstützen erfolgt ein Gewichtsabzug, so daß sich ergibt:

$$G = 1950 + 30\,L.$$

Die 3 Ergebnisse unter 2. wurden aus 25 Überbauten gewonnen.

3. Eingleisige Fachwerkbrücken ohne Pendelstützen mit unten liegender Fahrbahn (siehe Querschnitt).

$$G = 1000 + 27\,L.$$

Das Ergebnis unter 3. wurde aus 2 Überbauten gewonnen.

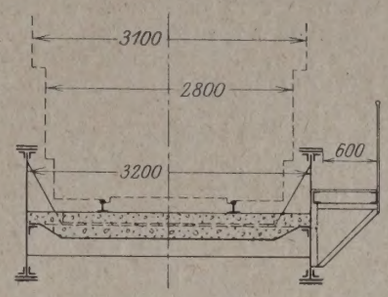


Abb. 2. Querschnitt 1: Eingleisiger vollwandiger Überbau

4. Zweigleisige Fachwerkbrücken ohne Pendelstützen mit unten liegender Fahrbahn (siehe Querschnitt).

$$G = 2000 + 55\,L.$$

Das Ergebnis unter 4. wurde aus 2 schiefen Überbauten gewonnen, von deren Einheitsgewicht zunächst 7,5 vH für Brückenschiefe abgezogen wurde. Die unter 3. und 4. behandelten Brücken waren unnormal schwere Halbparabelträger mit besonders niedriger Pfeilhöhe ($^1/_{18,5} \div {}^1/_{20}$). Abb. 2—5.

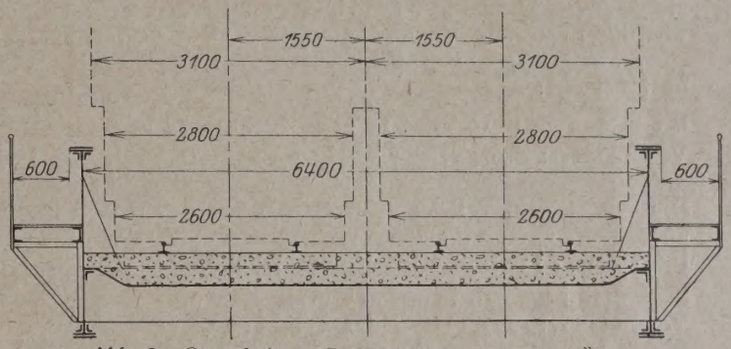


Abb. 3. Querschnitt 2: Zweigleisiger vollwandiger Überbau.

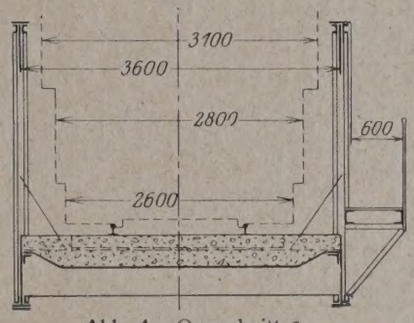


Abb. 4. Querschnitt 3: Eingleisiger Fachwerküberbau.

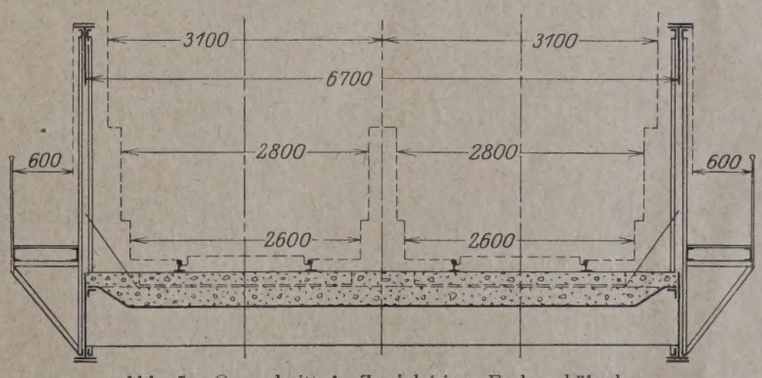


Abb. 5. Querschnitt 4: Zweigleisiger Fachwerküberbau.

Natürlich können die vorstehenden Untersuchungsergebnisse bei der vergleichsweise geringen Zahl der zur Verfügung stehenden Brückenbauwerke nur vorläufigen Wert beanspruchen. Ihre Nachprüfung und Verbesserung wird Aufgabe aller sich bietenden späteren Gelegenheiten sein. Zweck der Gewichtsformeln ist ja auch nicht, ein ganz genaues Eisen-

gewicht vorher zu bestimmen — diese Aufgabe wird immer Sache der Gewichtsberechnungen nach Ausführungszeichnungen bleiben —, sondern es kommt nur darauf an, für Berechnungsannahmen und Kostenanschläge einigermaßen richtige Werte gleich zur Hand zu haben. Ein Unterschied zwischen dem veranschlagten Gewicht und dem wirklichen Gewicht von 10 vH würde bei Spannweiten von 10 ÷ 36 m im Endergebnis der Festigkeitsberechnungen nur Abweichungen von 1 ÷ 2,5 vH hervorrufen können. Ebenso läßt sich in den seltensten Fällen bei Kostenanschlägen der Einheitspreis für Eisen genauer als auf 10 vH vorhersagen, so daß es auch nicht viel Zweck hat, die Genauigkeit der Gewichtsformeln weiter zu treiben. Bei den Ergebnissen unter 1. und 2. kann nach der Anzahl der Untersuchungen schon mit ziemlicher Sicherheit angenommen werden, daß die Formelwerte innerhalb der Fehlergrenze von ± 10 vH liegen. Auch die Formeln unter 3. und 4. scheinen verglichen mit denen unter 1. und 2. schon brauchbare Anhaltspunkte bei Gewichtsschätzungen geben zu können.

Für den Gebrauch lassen sich nun noch leicht durch Vergleich zweier eingleisiger mit einer zweigleisigen Brücke einige wichtige Erfahrungswerte ableiten. Die Gewichtsverringerung einer zweigleisigen Hochbahnbrücke zwei eingleisigen gegenüber beträgt:

bei Stützweite:	10 m	15 m	20 m	25 m
Vomhundert:	6,4 vH	7,8 vH	9,1 vH	10,2 vH,

Die eingleisigen, vollwandigen Hochbahnbrücken sind gegenüber den entsprechenden preußischen Staatsbahnbrücken (Lastenzug A) un die nachstehenden Vomhundertsätze leichter:

Stützweite:	10 m	15 m	20 m	25 m
Vomhundert:	237 vH	224 vH	213 vH	204 vH

Verglichen mit den bereits für Lastenzug B berechneten Brücken stellen sich die Vergleichszahlen wie folgt:

Stützweite:	10 m	15 m	20 m	25 m
Vomhundert:	271 vH	256 vH	245 vH	235 vH

Die letzten beiden Zahlenreihen können bei Vergleichsentwürfen von Vorortbahnen nach Staatsbahnquerschnitten mit elektrischer Oberleitung oder nach Hochbahnquerschnitten eine ausschlaggebende Bedeutung gewinnen.

Von Interesse dürfte auch noch die Verteilung der verschiedenen Baustoffmengen auf die untersuchten 63 Überbauten sein:

Flußeisen	95,5 vH
Gußeisen	0,2 „
Stahlguß	3,8 „
Zinkblech (für Entwässerung)	0,5 „

In diese Berechnung waren sämtliche Metallteile der Brücken einschließlich der Entwässerungsrohre mit den Verkleidungen in den Mauerwerksnischen einbezogen.

Die ständigen Lasten der Hochbahnbrücken, soweit sie nicht durch das Gewicht der Konstruktion hervorgerufen werden, sind wie folgt ermittelt worden:

1. Eingleisige Brücken mit 3,2 m Hauptträgerabstand:

a) Schotter	1800 kg/m
b) Oberbau nebst Stromschienen u.w.d.a.	320 „
c) Kabelkasten mit Betonboden (einseitig)	90 „
d) Kabel	20 „
Insgesamt	2230 kg/m

2. Zweigleisige Brücken mit 6,4 m Hauptträgerabstand:

a) Schotter	3800 kg/m
b) Oberbau nebst Stromschienen u.w.d.a.	640 „
c) Kabelkasten mit Betonboden (zweiseitig)	170 „
d) Kabel	40 „
Insgesamt	4650 kg/m.

Als Formeln für die Gesamtgewichte eiserner Hochbahnbrücken einschließlich vorstehender Lasten ergeben sich demnach folgende:

1. Eingleisige, vollwandige Überbauten ohne Pendelstützen:
$$G = 3230 + 25\ L.$$
2. Dieselben Überbauten mit Pendelstützen:
$$G = 3230 + 22\ L.$$
3. Zweigleisige, vollwandige Überbauten ohne Pendelstützen:
$$G = 6600 + 40\ L.$$
4. Dieselben Überbauten mit Pendelstützen:
$$G = 6600 + 30\ L.$$
5. Eingleisige Fachwerküberbauten:
$$G = 3230 + 27\ L.$$
6. Zweigleisige Fachwerküberbauten:
$$G = 6650 + 55\ L.$$

Diese Angaben lassen sich für die überschlägige Berechnung von Auflagerdrücken, welche für die statische Untersuchung von Widerlagern und Fundamenten völlig ausreichen, mit Vorteil verwenden.

Zum Schluß sei darauf hingewiesen, daß die zahlreichen Brücken der Hamburger Hochbahn und ihrer Zweigstrecken nach Eimsbüttel, Ohlsdorf und Rothenburgsort in die Untersuchung nicht mit einbezogen werden konnten, da sie für einen leichteren Lastenzug berechnet sind.

BERECHNUNG DER BRUCHSPANNUNGEN IN KREUZARMIERTEN EISENBETONPLATTEN.

Von Ingenieur Dr. techn. N. J. Nielsen, Kopenhagen.

Mit Hilfe der Methode der Differenzengleichungen[1]) kann der Spannungszustand in Eisenbetonplatten, nicht allein vor, sondern auch nach der Rißbildung, mit ausreichender Genauigkeit gefunden werden. Im Gegensatz zu den meisten bisher ausgeführten Plattenberechnungen, bei welchen man die Durchbiegungen mit größerer Genauigkeit als die Spannungen findet, können die Spannungen mit Hilfe der Differenzengleichungen mit größerer Genauigkeit als die Durchbiegungen gefunden werden. In der Berechnung mittels Differenzengleichungen wird vorausgesetzt, daß jedes einzelne Element im Gleichgewichtszustande ist. Man findet deshalb immer Gleichgewicht zwischen den äußeren Kräften und den Spannungen längs des Randes eines beliebig ausgeschnittenen Plattenstückes.

Für Eisenbetonplatten mit Bewehrung in mehr als einer Richtung wird der Bruch erst eintreten, wenn die Bruchspannungen in zwei oder mehreren Schnitten erreicht sind. Bei der Berechnung von Bruchspannungen müssen daher die Beziehungen zwischen den Momenten und den Durchbiegungen, welche in der Berechnung vorkommen, in der Weise aufgestellt werden, daß die Spannungen in zwei oder mehreren Schnitten gleich groß gefunden werden.

Für die von Bach und Graf belasteten Platten[2]) wird es somit möglich, die Bruchspannungen zu berechnen. Es

[1]) N. J. Nielsen. Bestemmelse af Spaendinger i Plader ved Anvendelse af Differensligninger, Kopenhagen, 1920.

[2]) Deutscher Ausschuß für Eisenbeton, Heft 30.

zeigt sich, daß die Methode gute Resultate gibt sowohl bei gleichförmig verteilter als auch bei konzentrierter Belastung und bei Einzelkräften, und sowohl bei quadratischen als auch bei rechteckigen Platten.

Für die quadratischen Platten mit annähernd gleicher Eiseneinlage in beiden Richtungen wird man dann wie für eine Platte aus homogenem Material rechnen können, da die bei dieser Berechnung bestimmten Momente gleiche Spannungen in beiden Richtungen geben. Für die rechteckigen Platten mit gleicher Eiseneinlage in beiden Richtungen wird das Bruchmoment gleich groß in beiden Richtungen. Die Spannung in den Eisen parallel den kurzen Seitenflächen wird erst die Streckgrenze erreichen. Diese Eiseneinlage wird sich dann so viel verlängern, daß die Spannung in der Eiseneinlage parallel den langen Seitenflächen auch die Streckgrenze erreicht, wonach der Bruch bei ungefähr gleicher Spannung in beiden Eiseneinlagen eintreten wird. In der Berechnung müssen die Spannungen in beiden Richtungen also gleich groß gefunden werden, was auch möglich ist, wenn man, wie später gezeigt wird, mit einem variablen Trägheitsmoment rechnet.

In der Zeitschrift Ingeniören 1916, Nr. 76, 77, 78 und 95 hat Professor E. Suenson die Bruchmomente für die oben erwähnten Platten berechnet, von den bekannten Momenten und Bruchspannungen in den bei demselben Versuche belasteten Balken mit derselben Höhe und Eiseneinlagen ausgehend. Die Resultate sind in der Tabelle 1, „Ingeniören" 1916, Seite 541, aufgestellt. Die in dieser Tabelle angegebenen Widerstandsmomente der Platten und die Bruchspannungen der entsprechenden Balken sind im folgenden verwendet. Nur für die Platten mit verschiedenem Eisenabstand sind die Widerstandsmomente hier besonders berechnet. Für die Platten mit Belastung an einer Stelle (in der Mitte) ist bei der Bestimmung des Widerstandsmomentes mit der Eiseneinlage in der Mitte gerechnet. Für die Platten mit gleichförmiger Belastung (Belastung an 16 Stellen) ist mit dem durchschnittlichen Eisenabstand gerechnet (der Abstand zwischen den zwei äußersten Eisen ist nicht mitgerechnet, da die Momente in der Nähe der Seitenflächen nicht bedeutend sind).

Das Verhältnis α zwischen den für die Bruchbelastung berechneten Spannungen in den Platten und den entsprechenden Bruchspannungen in den Balken ist in nebenstehender Tabelle angegeben. Es zeigt sich, daß man die Bruchspannungen der Platten in allen Fällen ein wenig größer als die entsprechenden Bruchspannungen der Balken findet. Die Platten scheinen also etwas stärker zu sein als die entsprechenden Balken, was von verschiedenen Umständen herrührt, wie später erwähnt werden soll.

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13		
Plattentypus	Eisendiameter in mm	Maschenweite in cm u × o	Plattendicke in cm	Widerstandsmomente: Untere Eisen W_e^u	Obere Eisen W_e^o	Im Mittel W_e^m	Bruchbelastung in kg P′ + G	Die berechneten Momente in kgm pr. m in den Platten	Die berechneten Spannungen in den Platten σ_{eP} in kg/cm²	Die Spannungen in den Balken σ_{eB} in kg/cm²	$\alpha = \frac{\sigma_{eP}}{\sigma_{eB}}$	Bezeichnung der Platten		
1. Quadratische Platten. Belastung an 16 Stellen.														
a	7	10 × 10	12	39,8	37,1	38,5	40 333 + 1282	0,0518 (P′+G) = 2160	5600	4960	1,13	825	826	827
a	7	10 × 10	8	24,2	21,5	22,9	25 517 + 860	„ „ = 1365	5960	4890	1,22	819	822	824
b	7	10 × 9,3	12	39,5	39,4	39,5	42 167 + 1271	„ „ = 2250	5700	4960	1,15	831	837	840
b	7	10 × 8,8	8	24,2	24,3	24,3	26 167 + 857	„ „ = 1400	5770	4890	1,18	828	830	841
c	10	10 × 8,9	12	72,9	73,2	73,1	56 667 + 1274	„ „ = 3000	4100	4000	1,03	884	892	899
c	10	10 × 8,3	8	44,1	44,0	44,1	34 000 + 878	„ „ = 1808	4100	(3940)	1,04	869	872	877
d	7	variabel	12	33,0	32,6	32,8	37 500 + 1264	„ „ = 2005	6110	4960	1,23	846	847	
d	7	variabel	8	20,8	19,9	20,4	24 000 + 854	„ „ = 1288	6310	4890	1,29	842	843	
e	10	6 × 5	8	1028	748	888	43 000 + 919	„ „ = 2276	256	242	1,06	924	946	951
f	7	10 × 9,3	12	38,0	37,9	38,0	41 333 + 1284	„ „ = 2208	5810	(5400)	1,08	853	858	859
f	7	10 × 8,8	8	23,1	23,2	23,2	26 667 + 866	„ „ = 1426	6140	(5320)	1,15	848	849	850
g	10	10 × 8,3	8	44,1	44,0	44,1	33 333 + 871	„ „ = 1771	4020	(3940)	1,02	910	913	916
2. Quadratische Platten. Belastung an 8 Stellen.														
	7	10 × 10	12	39,8	37,1	38,5	18 833 + 1283	0,1087 P′ + 0,0518 G = 2110	5480	4960	1,10	795	815	832
	7	10 × 10	8	24,2	21,5	22,9	12 233 + 869	„ „ = 1374	6000	4890	1,23	799	803	807
3. Quadratische Platten. Belastung an einer Stelle.														
	7	variabel	12	37,5	37,4	37,5	11 000 + 1250	0,205 P′ + 0,0518 G = 2320	6200	4960	1,25	845		
	7	variabel	8	23,7	23,8	23,8	6 000 + 852	„ „ = 1364	5750	4890	1,18	844		
4. Rechteckige Platten. l = 1,5 b.														
				37,4				0,0450 (P′+G) = 2080						
	7	10 × 10	12				44 333 + 1883		5560	(5200)	1,07	863	866	868
					35,0			0,0421 „ = 1950						
5. Rechteckige Platten. l = 2 b.														
				37,4				0,0443 (P′+G) = 2350						
	7	10 × 10	12				50 667 + 2481		6300	(5200)	1,21	860	861	862
					35,0			0,0415 „ = 2210						

Die Buchstaben a, b, c ..... in der Tabelle sind Bezeichnungen für folgende Plattentypen:

a: Bewehrung durch 7 mm Rundeisen in 10 cm Abstand parallel den Seitenflächen.

b: Bewehrung durch 7 mm Rundeisen parallel den Seitenflächen, die unteren in 10 cm Abstand, die oberen in 9,3 cm oder 8,8 cm Abstand.

c: Bewehrung durch 10 mm Rundeisen parallel den Seitenflächen, die unteren in 10 cm Abstand, die oberen in 8,9 cm oder 8,3 cm Abstand.

d: Bewehrung durch 7 mm Rundeisen parallel den Seitenflächen, der Abstand zunehmend von der Mitte nach den Seitenflächen.

e: Bewehrung parallel den Seitenflächen. Die Platten waren so stark bewehrt, daß die Zerstörung des Betons in der Druckzone erfolgte, bevor die Spannung in den Einlagen der Zugzone die Streckgrenze erreicht hatte. In der Tabelle ist deshalb für diese Platten W_b und σ_b statt W_e und σ_e angegeben.

f: Bewehrung durch 7 mm Rundeisen parallel den Diagonalen.

g: Bewehrung durch 10 mm Rundeisen parallel den Diagonalen.

Die Berechnung für die verschiedenen Platten ist im folgenden angegeben. Für Belastungen in der Nähe des Bruchstadiums werden die Durchbiegungen der Platten so groß im Verhältnis zu den Durchbiegungen der Widerlager, daß diese Durchbiegungen keine nennenswerte Bedeutung für die Spannungen in den Platten haben. Die Widerlager, die eine Aufbiegung der Plattenecken nicht hindern, werden übrigens geradlinig vorausgesetzt. Die Poissonsche Konstante ist mit $\mu = \frac{1}{m} = 0$ gerechnet, welches für eine Eisenbetonplatte in der Nähe des Bruchstadiums das richtigste scheint[3]).

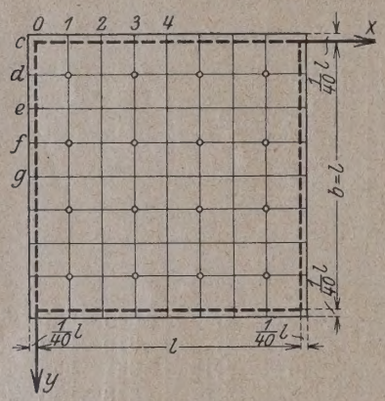


Abb. 1.

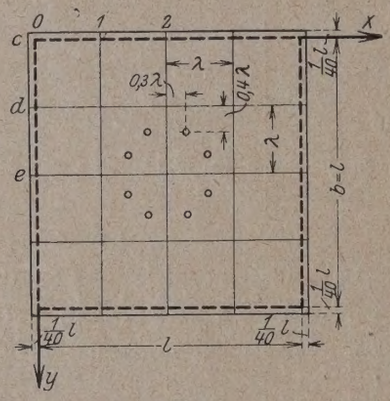


Abb. 2.

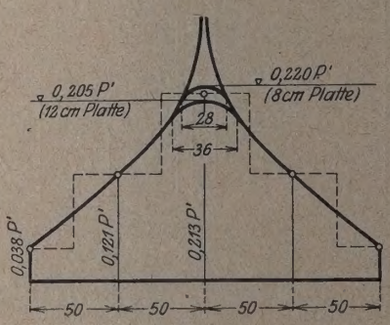


Abb. 3.

1. Quadratische Platten. Belastung an 16 Stellen.

Abb. 1 zeigt, wie die Systemlinien eingelegt werden. Die Berechnung ist in dem eben erwähnten Buch, Seite 64 ausgeführt. Mit der Bezeichnung P′ für die Summe der 16 Kräfte erhält man folgende Durchbiegungen:

	0	1	2	3	4	
c	−0,02152	−0,00698	0	0	0	$\frac{P' l^2}{16 E J}$
d	—	+0,01284	+0,02574	+0,03273	+0,03424	„
e	—	—	+0,04500	+0,05694	+0,06042	„
f	—	—	—	+0,07272	+0,07718	„
g	—	—	—	—	+0,08231	„

[3]) N. J. Nielsen, Bestemmelse af Spaendinger . . ., Seite 106.

Aus diesen Durchbiegungen sind die Biegungsmomente in der Platte bestimmt. Die größten Momente treten in den Diagonalschnitten auf, wo man findet:

$$M_{(c,0)} = 0,$$
$$M_{(d,1)} = 0{,}0512\ P',$$
$$M_{(e,2)} = 0{,}0494\ ,,$$
$$M_{(f,3)} = 0{,}0518\ ,,$$
$$M_{(g,4)} = 0{,}0411\ ,,.$$

Die Momente haben ihre größten Werte unter den Einzelkräften in den Punkten (d,1) und (f,3). Wegen der Geringfügigkeit des Eigengewichts G der Platte im Verhältnis zu der Belastung P′ kann das größte Biegungsmoment pro Längeneinheit in der Platte ausreichend genau

$$M = 0{,}0518\ (P' + G)$$

gesetzt werden.

Die Spannungsberechnung ist in der Tabelle für die verschiedenen Platten aufgestellt.

2. Quadratische Platten. Belastung an 8 Stellen.

Die Systemlinien sind eingelegt, wie in Abb. 2 gezeigt. Die 8 Einzelkräfte werden in Kräfte zerlegt, die in den Systempunkten angreifen. In der Nähe der Ecken in den Punkten (c, 0) und (c, 1) biegt sich die Platte auf von den Widerlagern. Mit der Bezeichnung P′ für die Summe der 8 Kräfte werden die Gleichungen zur Bestimmung der Durchbiegungen:

$$\begin{aligned}
&(c,0) && 3{,}2\,c_0 - 6{,}4\,c_1 + 2\,d_1 && = 0,\\
&(c,1) && -3{,}2\,c_0 + 10{,}6\,c_1 - 6\,d_1 + 3\,d_2 && = 0,\\
&(d,1) && 2\,c_0 - 12\,c_1 + 20\,d_1 - 16\,d_2 + 2\,e_2 && = 0{,}36\,\frac{P'\lambda^2}{8EJ},\\
&(d,2) && 6\,c_1 - 16\,d_1 + 24\,d_2 - 8\,e_2 && = 1{,}08\ ,,\\
&(e,2) && 8\,d_1 - 32\,d_2 + 20\,e_2 && = 2{,}24\ ,,
\end{aligned}$$

Hieraus ergibt sich

$$\begin{aligned}
17828\,c_0 &= -1198{,}85\,\frac{P'\lambda^2}{EJ},\\
c_1 &= -109{,}15\ ,,\\
d_1 &= +1568{,}88\ ,,\\
d_2 &= +2244{,}65\ ,,\\
e_2 &= +3213{,}48\ ,,
\end{aligned}$$

Die größten Biegungsmomente werden

$$M_{x(e,2)} = M_{y(e,2)} = 0{,}1087\ P'.$$

3. Quadratische Platten. Belastung an einer Stelle.

Die Systemlinien werden, wie in Abb. 2 gezeigt, eingelegt. Die Platte biegt sich auf von den Widerlagern in den Punkten (c,o) und (c,1). Die linke Seite der Gleichungen wird dieselbe wie für 8 Einzelkräfte. Das Glied an der rechten Seite wird

Null in den 4 ersten Gleichungen und $\frac{P'\lambda^2}{EJ}$ in der letzten. Aus den Gleichungen erhält man:

$$17828\, c_0 = -1805\, \frac{P'\lambda^2}{EJ},$$
$$c_1 = -340,$$
$$d_1 = +1800,$$
$$d_2 = +2876,$$
$$e_2 = +4773.$$

Die Biegungsmomente werden:

$$M_{x(c,2)} = 0{,}038\, P'$$
$$M_{x(d,2)} = 0{,}121\, P'$$
$$M_{x(e,2)} = 0{,}213\, P'.$$

Die Momentenkurve ist in Abb. 3 aufgezeichnet. Die Belastungsfläche an der Oberseite der Platte ist ein Quadrat mit einer Seitenlinie a = 12 cm. Es wird angenommen, daß die Belastung durch die Platte über ein Quadrat mit einer Seitenlinie s = a + 2 mal der Plattendicke verteilt wird. Für die 12-cm-Platte wird die Seitenlinie dann s = 36 cm und für die 8-cm-Platte s = 28 cm. Es werden Parabeln 2. Grades konstruiert, die die berechnete Momentenkurve für eine Einzellast in den hierdurch bestimmten Punkten tangieren (Abb. 3). Man findet die größten Biegungsmomente:

für die 12-cm-Platte $M = 0{,}205\, P'$,
„ „ 8 „ „ $M = 0{,}220\, P'$.

4. Rechteckige Platten.

In der Berechnung müssen die Beziehungen zwischen den inneren Kräften und den Formänderungen so gut wie möglich in Übereinstimmung mit den wirklichen Verhältnissen aufgestellt werden. Da die Spannungen sich nicht viel ändern, wenn diese Beziehungen auch etwas verschieden sind, kann bei der Aufstellung der Beziehungen auch für das Vereinfachen der Berechnung möglichst gesorgt werden. Wie oben erwähnt, müssen die Spannungen in beiden Richtungen gleich groß gefunden werden. Dieses ist möglich, wenn man mit einem veränderlichen Trägheitsmoment rechnet, und zwar

$$J_y = J_v = J_c \text{ und } J_x = k\, J_c$$

(J_c ein konstantes Trägheitsmoment; x ∓ der langen Seite), und bestimmt den Koeffizienten k aus der Beziehung, daß die Spannungen in beiden Reichtungen gleich groß werden sollen, oder

$$\frac{M_x}{M_y} = \frac{W_x}{W_y}.$$

Da die Krümmung der Platte in der Richtung der langen Seite für den größten Teil der Platte kleiner ist als in der Richtung der kurzen Seite, werden die Verhältnisse also, als ob die Platte steifer in der Richtung der langen Seite als in der Richtung der kurzen Seite ist. Es ist daher eine berechtigte Annahme, daß J_x größer als J_y oder $k > 1$ ist. In den Richtungen, die Winkel von 45° mit den Seiten bilden, werden die Krümmungen in dem größten Teil der Platte auch kleiner als in der Richtung der kurzen Seite, und man sollte aus diesem Grunde $J_v > J_y$ voraussetzen. Da die Bewehrung parallel den Seitenflächen ist, soll J_v mit einem etwas kleineren Werte in Rechnung gestellt werden[4]). Es kann daher in den meisten Fällen, und namentlich für das Seitenverhältnis l : b nicht größer als 2, mit genügender Annäherung $J_v = J_y$ gesetzt werden.

Führt man den unbekannten Koeffizienten k in die Gleichungen ein, bleiben diese Gleichungen nicht linear und die Auflösung wird zu schwierig. Wenn der gesuchte Wert von k zwischen n und n + 1 liegt, wo n und n + 1 ganze Zahlen sind, wird es vorgezogen, die Berechnung für k = n und für k = n + 1 auszuführen. Der richtige Wert von k wird dann aus der Gleichung

$$\frac{M_x}{M_y} = \frac{W_x}{W_y}$$

bestimmt, und die Momente, Querkräfte und Auflagerreaktionen werden durch Interpolation gefunden. In den meisten Fällen wird man vorher die Werte von n und n + 1 veranschlagen können, oder man kann sie mittels einer vorläufigen Berechnung mit Einteilung in größere Elemente finden.

a) Rechteckige Platte; l = 1,5 b (Abb. 4).

Um die Gleichungen zu vereinfachen, wird

$$J_{y(d,0)} = J_{x(c,1)} = \frac{5}{3} J_c$$

gesetzt, während für die Trägheitsmomente sonst überall in der Platte $J_y = J_v = J_c$ und $J_x = k\, J_c$ gerechnet wird. Da die Seitenflächen der Platte $^1/_{10}\lambda$ außerhalb der Widerlager liegen, erreicht man hierdurch, wenn k als eine ganze Zahl eingeführt wird, daß die Koeffizienten der unbekannten Durchbiegungen überall ganze Zahlen werden.

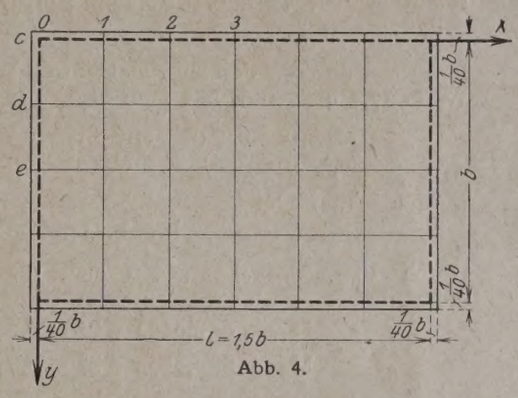


Abb. 4.

Bei der Aufstellung der Gleichungen wird mit einer gleichförmig verteilten Belastung p für die Flächeneinheit gerechnet.

Für k = 2 werden die Gleichungen:

(c, o)	$4\, c_0 + 2\, d_1$	$= \frac{1}{4} \cdot \frac{p\lambda^4}{E J_c}$
(d, 1)	$2\, c_0 + 24\, d_1 - 12\, d_2 + 2\, d_3 - 8\, e_1 + 2\, e_2$	$= 1$ „
(d, 2)	$-12\, d_1 + 28\, d_2 - 12\, d_3 + 2\, e_1 - 8\, e_2 + 2\, e_3$	$= 1$ „
(d, 3)	$4\, d_1 - 24\, d_2 + 26\, d_3 + 4\, e_2 - 8\, e_3$	$= 1$ „
(e, 1)	$-16\, d_1 + 4\, d_2 + 24\, e_1 - 12\, e_2 + 2\, e_3$	$= 1$ „
(e, 2)	$4\, d_1 - 16\, d_2 + 4\, d_3 - 12\, e_1 + 28\, e_2 - 12\, e_3$	$= 1$ „
(e, 3)	$8\, d_2 - 16\, d_3 + 4\, e_1 - 24\, e_2 + 26\, e_3$	$= 1$ „

Aus den Gleichungen erhält man:

$$434\,264\, c_0 = -147\,573\, \frac{p\lambda^4}{E J_c}$$
$$d_1 = 349\,429,$$
$$d_2 = 557\,201,$$
$$d_3 = 625\,784,$$
$$e_1 = 469\,508,$$
$$e_2 = 767\,011,$$
$$e_3 = 866\,132.$$

Aus diesen Durchbiegungen ergeben sich folgende Momente und Reaktionen:

Punkt	(e,o)	(e,1)	(e,2)	(e,3)	
Momente M_x . .	o	0,0495	0,0571	0,0570	$p\, b^2$
„ M_y . .	o	0,0346	0,0604	0,0692	„
Punkt	**(c,o)**	**(c,1)**	**(c,2)**	**(c,3)**	
Reaktion . . . (lange Seite)	o	0,080	0,570	0,505	$p\, b$
Punkt	**(c,o)**	**(d,o)**	**(e,o)**		
Reaktion . . . (kurze Seite)	o	0,212	0,770	$p\, b$	

[4]) N. J. Nielsen, Bestemmelse af Spaendinger . . ., Seite 112.

Für k = 3 wird die Berechnung in ähnlicher Weise ausgeführt, und man findet:

Punkt	(e,0)	(e,1)	(e,2)	(e,3)	
Momente M_x . .	0	0,0616	0,0786	0,0815	p b^2
,, M_y . .	0	0,0309	0,0545	0,0627	,,

Punkt	(c,0)	(c,1)	(c,2)	(c,3)	
Reaktion . . . (lange Seite)	0	0,081	0,530	0,480	p b

Punkt	(c,0)	(d,0)	(e,0)		
Reaktion . . . (kurze Seite)	0	0,266	0,767	p b	

Da die Widerstandsmomente $W_x = 35{,}0$ cm³ und $W_y = 37{,}4$ cm³ sind, hat man also

$$\frac{M_x}{M_y} = \frac{0{,}0570 + (k-2)(0{,}0815 - 0{,}0570)}{0{,}0692 - (k-2)(0{,}0692 - 0{,}0627)} = \frac{35{,}0}{37{,}4},$$

woraus man findet

$$k = 2{,}254.$$

Durch Interpolation ergeben sich die größten Biegungsmomente

$$M_{x\,(e,3)} = 0{,}0632\ p\,b^2 = 0{,}0421\ P',$$
$$M_{y\,(e,3)} = 0{,}0675\ p\,b^2 = 0{,}0450\ P',$$

und die Reaktionen

Punkt	(c,0)	(c,1)	(c,2)	(c,3)	
Reaktion . . . (lange Seite)	0	0,081	0,530	0,480	p b

Punkt	(c,0)	(d,0)	(e,0)		
Reaktion . . . (kurze Seite)	0	0,266	0,767	p b	

Die Reaktionen sind in den Abbildungen 5 a und 5 b dargestellt.

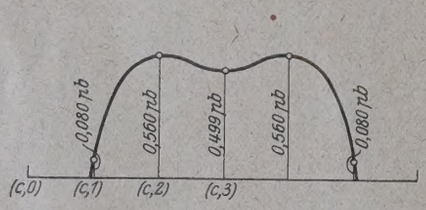


Abb. 5a.

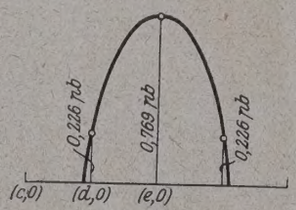


Abb. 5b.

b) Rechteckige Platte; l = 2 b (Abb. 6).

In ähnlicher Weise wie für die rechteckige Platte mit l = 1,5 b findet man

$$k = 4{,}088.$$

Die Biegungsmomente in Linie e werden:

Punkt	(e,0)	(e,1)	(e,2)	(e,3)	(e,4)	
Mom. M_x	0	0,0651	0,0823	0,0830	0,0819	p b^2
,, M_y	0	0,0345	0,0642	0,0826	0,0887	,,

Das größte M_y tritt in der Mitte der Platte auf; das größte M_x findet man dagegen im Punkt (e,3).

Die Reaktionen werden:

Punkt	(c,0)	(c,1)	(c,2)	(c,3)	(c,4)	
Reaktion . . . (lange Seite)	0	0,031	0,533	0,497	0,511	p b

Punkt	(c,0)	(d,0)	(e,0)			
Reaktion . . . (kurze Seite)	0	0,271	0,827	p b		

Die Spannungen in den Platten werden in allen Fällen ein wenig größer gefunden als die entsprechenden Spannungen in den Balken. Es kommt hauptsächlich davon, daß die Platten nach der Durchbiegung eine gewisse Ähnlichkeit mit Buckelplatten darbieten. Außer den gewöhnlichen inneren Kräften in den Platten (biegende Momente, drehende Momente und Querkräfte) treten dann auch noch Normalkräfte zu. Ein Teil der Belastung wird, wie in Abb. 7 angedeutet, dadurch getragen, daß Zugspannungen in dem mittleren Teil der Platte parallel den Seitenflächen auftreten, und diese Zugspannungen werden bei den Widerlagern durch senkrechte Reaktionen und horizontale Druckspannungen in der Platte unter 45° mit den Seitenflächen in Gleichgewicht gehalten.

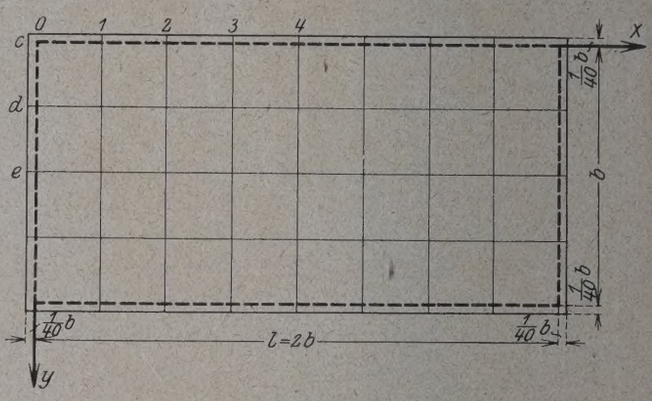


Abb. 6.

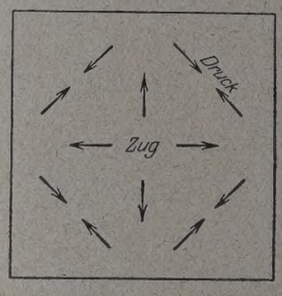


Abb. 7.

Bei den 8-cm-Platten, wo die Durchbiegung im Verhältnis zu der Plattenhöhe größer ist als bei den 12-cm-Platten, wird diese Wirkung größere Bedeutung haben als bei den 12-cm-Platten. Für Platten mit Bewehrung parallel den Seitenflächen wird der Normalzug in der Hauptsache mit den Bewehrungsrichtungen zusammenfallen, und die Wirkung wird deshalb größer für diese Platten als für Platten mit Bewehrung parallel den Diagonalen. Für Platten mit verschiedenem Eisenabstand, wo die stärkere Eiseneinlage in der Nähe der Mitte eine größere Zugkraft aufnimmt, wird die Wirkung größer als für Platten mit gleichem Eisenabstand überall.

Abweichend von der Regel scheint die Belastung an einer Stelle zu sein. Die 12-cm-Platte hat für diese Belastung verhältnismäßig mehr getragen als die 8-cm-Platte, und die gefundenen Spannungen sind für beide Platten ein wenig größer als mit Rücksicht auf die kleinen Durchbiegungen dieser Platten erwartet war. Vielleicht kann die Belastung über eine größere Fläche als ein Quadrat mit Seitenlinie s = a + 2 mal der Plattendicke verteilt gerechnet werden. Man würde dadurch kleinere Spannungen für beide Platten finden, und die

Verminderung würde größer für die 12-cm-Platte als für die 8 cm-Platte. Da für jede dieser Platten nur ein einzelner Versuch vorliegt, kann es doch nicht berechtigt sein, eine größere Verteilungsfläche einzuführen.

Für die rechteckigen Platten werden die Spannungen zu groß gefunden, nicht allein wegen der Durchbiegung der Platte, sondern auch aus dem Grunde, daß der Steifheitskoeffizient $E J_y$ der drehenden Momente mit einem zu kleinen Werte eingeführt ist, und der Fehler ist am größten bei der langen Platte ($l = 2 b$), wo die Spannungen 21 vH größer als die entsprechenden Spannungen in den Balken gefunden werden.

Die im vorstehenden erwähnten Untersuchungen dienen zur Bestätigung folgender Thesen:

1. Die Bruchspannungen in Eisenbetonplatten können mit ausreichender Genauigkeit mittels Differenzengleichungen bestimmt werden. Bei der Aufstellung der Beziehungen zwischen den Momenten und den Durchbiegungen muß dafür gesorgt werden, daß die Bruchspannungen gleichzeitig in zwei oder mehreren Schnitten gefunden werden.

2. Bei der Berechnung der Bruchspannungen in Eisenbetonplatten kann mit genügender Annäherung die Poissonsche Konstante $\mu = 0$ gesetzt werden.

3. Der Bruch wird eintreten, wenn die größten Biegungsmomente, die in einzelnen Punkten der Platte auftreten, bei wachsender Belastung das Bruchmoment erreicht haben. Die Biegungsmomente werden sich bei einer weiteren Belastung nicht gleichförmig über eine größere Schnittlänge verteilen können, da die Spannungen in einem gewissen Teil der Platte variieren müssen, wenn dieser Teil belastet ist.

4. Berechnung der Biegungsmomente in Eisenbetonplatten kann wie für eine homogene Platte ausgeführt werden, wenn die Bewehrung so bemessen wird, daß sie überall in der Platte imstande ist, die Zugspannungen in den Hauptschnitten aufzunehmen. In der Berechnung wird man dann finden, daß die Spannungen in mehreren Schnitten gleichzeitig die Bruchspannungen erreichen, welches bei der Aufstellung der Beziehungen zwischen den Momenten und den Durchbiegungen für die Berechnung der Bruchspannungen eben angestrebt wird.

ANWENDUNG DES SPÜLVERFAHRENS BEI DER HERSTELLUNG VON HOCHWASSERSCHUTZDÄMMEN AM MIAMI IN NORDAMERIKA.

Von Dipl.-Ing. Knauff.

Im Tal des Miamiflusses in den Vereinigten Staaten von Nordamerika sind gegenwärtig fünf Hochwasserdämme von außergewöhnlich großen Abmessungen in Ausführung begriffen. Es sind Erddämme, die breite flache Seitentäler durchqueren. Der Rauminhalt der einzelnen Dämme beträgt 660 000 bis 2 700 000 m³, insgesamt etwa 7 000 000 m³, bei einer Höhe derselben von 21 bis 37 m und einer Sohlenbreite von etwa 100 bis 200 m. Es handelt sich also um gewaltige Erdmassen, zu deren Verbringen an Ort und Stelle mit gutem Erfolg das Spülverfahren angewandt wurde.

Die Täler, in denen die Dämme errichtet werden, sind mit glazialem Geschiebe angefüllt, vorwiegend reinem Kies und Sand. Darüber lagert eine jüngere alluviale Schicht, die stark mit Ton durchsetzt ist. Es hat sich gezeigt, daß dieses Material in entsprechender Mischung sich ausgezeichnet für das Spülverfahren eignet.

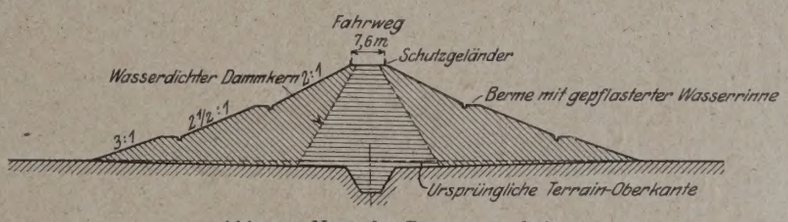


Abb. 1. Normaler Dammquerschnitt.

Da es unmöglich erschien, eine Dammauffüllung in einer Bauperiode vollkommen fertigzustellen und diese Arbeit auf 2 bis 4 Jahre verteilt werden mußte, so mußte man in Rücksicht auf die Frühjahrshochwässer sehr vorsichtig vorgehen, um nicht durch einen nur teilweise fertiggestellten Damm etwaige Hochwasserschäden noch zu vergrößern. Diese Erwägungen haben dazu geführt, die Dämme in einzelnen Abschnitten auszuführen, die hauptsächlich einen Arbeitsfortschritt in ihrer Längsrichtung darstellen, und gleichzeitig eine allmähliche Aufhöhung der Dämme eintreten zu lassen.

Die zum Auffüllen der Dämme dienenden Erdmassen werden Gruben entnommen, die in der Nähe der Baustellen angelegt sind, der Transport des Materials erfolgt auf dreierlei Arten, von denen je nach den Verhältnissen der Örtlichkeit die eine oder andere zur Anwendung kommt: 1. Transport mittels Förderwagen von der Grube bis zum Pumpensumpf und sodann Hinaufpumpen des Erdgutes in die Dämme; 2. Anschwemmen des Materials von der Grube bis zum Pumpensumpf und sodann wiederum Hinaufpumpen in die Dämme; 3. Anschwemmen des Erdgutes von der Grube direkt in den Damm. Das letztere, wirtschaftlichste Verfahren konnte jedoch nur ausnahmsweise Verwendung finden bei der Herstellung von 115 000 m³ Dammauffüllung. Die Entfernung der Entnahmegruben von den Dämmen beträgt 600 bis 1200 m.

Nach Möglichkeit, wo diese Entnahmegruben nicht zu weit von den Baustellen entfernt sind und ein genügend starkes Gefälle des Geländes nach den Baustellen zu vorhanden ist, wird die unter 2. angeführte Transportart angewandt. Es wird zunächst das festgelagerte Geschiebe durch einen Wasserstrahl unterspült und so zum Zusammensturz gebracht. Mitunter war es zweckmäßig, dieses zuerst durch Sprengungen in seinem Gefüge zu lockern. Bei Lagen von dichtem Ton werden für die Wasserzuführung Rohrmündungen von 6½ bis 9 cm Durchmesser verwendet bei einem Wasserdruck von 50 bis 60 kg. Bei kieshaltigem Ton erzielte man die besten Resultate mit einem Mundstück von 10 cm Durchmesser und 40—45 kg Druck. Das zum Loslösen des Materials von seiner natürlichen Lagerung erforderliche Wasser genügt nicht, um auch das Anschwemmen des Materials herbeizuführen, sondern es mußte zu dem Zweck noch mehr Wasser hinaufgepumpt werden. Die Schwemmrinnen wurden durch Aufwerfen von Erddämmen hergestellt.

Wo ein Anschwemmen des Materials nicht in Frage kommt, wird dieses durch Greifbagger ausgehoben und in Förderwagen verladen. Auf je einen Greifbagger kamen für den Transport des Aushubs zwei Förderzüge, bestehend aus fünf etwa 10 m³ fassenden Wagen und einer 40 t-Lokomotive. An den Pumpen wird das angefahrene Material von einem Gerüst aus in Betonschüttrinnen gekippt. Dies sind Kästen von rechteckigem Querschnitt, deren Boden mit Gefäll sowohl von den Enden der Rinne nach der Mitte zu wie auch von der Seite am Bahngleis nach der gegenüberliegenden Seitenwand versehen ist, in deren Mitte eine Auslaßöffnung angeordnet ist. Ein aus einem 7½ cm weiten Rohr unter einem Druck von etwa 30 kg kommender Wasserstrahl schwemmt das Material von den Enden der Rinne nach der Öffnung.

Aus diesen Rinnen gelangt das Material in rotierende Siebe, die den Zweck erfüllen, zu grobe Bestandteile auszuscheiden. Das Sieb besteht aus einem schwach geneigt gelagerten Blechzylinder von 1,2 m Durchmesser und 2,7 m Länge. Der Mantel hat eine große Anzahl von Löchern von etwa 18 cm Weite. Der Zylinder wird durch einen Motor von 7½ PS in Drehung versetzt, die Geschwindigkeit beträgt etwa 9 Umdrehungen pro Minute. Die groben Bestandteile werden am unteren offenen Ende des Zylinders ausgestoßen. Da das Material mit beträchtlicher Geschwindigkeit in den Zylinder eintritt, würden auch feinere Bestandteile leicht an den Sieböffnungen vorbeischießen; um dies zu vermeiden, ist am oberen Ende des Zylinders eine Hängeklappe angebracht, welche den Stoß der angeschwemmten Erdmassen auffängt und mildert.

Da im Füllmaterial auch sehr grobe Bestandteile enthalten sind, z. B. Steine bis zu 15 cm Durchmesser, so sind die Rohre und Pumpen großer Abnutzung unterworfen.

Die durchschnittliche Länge der Rohrleitungen von der Pumpe bis zur Ausmündung betrug etwa 450 bis 500 m. Die Pumpenanlagen wurden am Fuß des betreffenden Dammes eingerichtet, eine Haupt- und bei größeren Höhendifferenzen noch eine Zusatzpumpe genügten, um das Material in die Dämme hinaufzupumpen. Zur Vermeidung allzu großer Längen der Rohrleitungen wurde der Standort der Pumpe nach Maßgabe des Baufortschritts öfters verlegt.

Der Pumpensumpf bestand an den Stellen, wo das Füllmaterial bis an die Pumpe angeschwemmt werden konnte, nur aus einer ummauerten und mit einem Grobrechen versehenen Grube. Bei Anfuhr des Materials ist eine besser durchkonstruierte Sumpfanlage erforderlich. Die im folgenden beschriebene Konstruktion hat sich am besten bewährt. Der Pumpenraum wird so angelegt, daß die Pumpen 2½ m unter dem Niveau des Wasserspiegels im Pumpensumpf zu stehen kommen; eine trichterförmige Erweiterung des Saug-

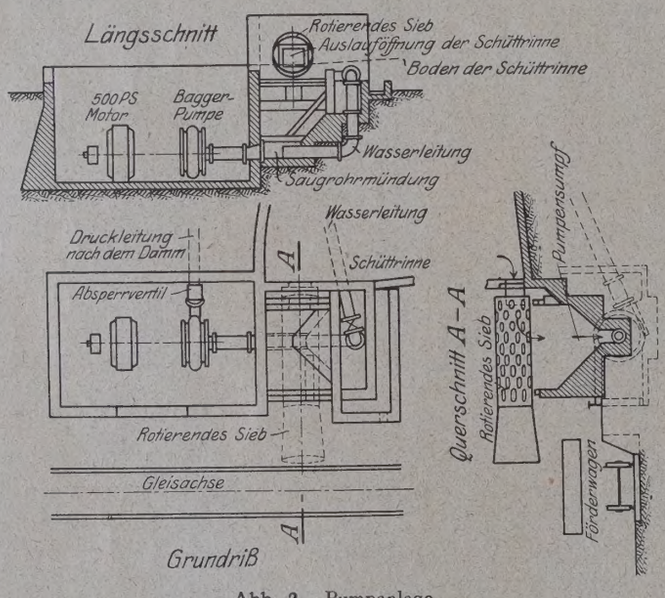


Abb. 2. Pumpanlage.

rohres verringert die Kontraktion des aus dem Sumpf angesaugten Wassers, und das dem Sumpf Wasser zuführende Rohr ist so angeordnet, daß es genau in der Verlängerung des Saugrohres an der gegenüberliegenden Wand in den Sumpf mündet. Zwischen den beiden Rohren hat der Boden des Sumpfes die Form eines Troges von etwa 50 cm Krümmungsradius, so daß das durch das Wasserleitungsrohr zugeführte Wasser durch den Trog in gerader Linie zum Saugrohr weiterströmt, das Füllmaterial vom rotierenden Sieb in strömendes Wasser abgeworfen und von diesem mitgerissen wird. Um Reibungsverlust nach Möglichkeit zu verringern, werden die das Füllmaterial zum Damm befördernden Druckrohre direkt auf der fertigen Dammböschung ohne Krümmungen angeordnet, was einer Neigung von etwa 27° entspricht. Eine stete Gefahr bildet die möglicherweise eintretende Überladung des Sumpfes mit grobem Material und damit Verstopfung der Saugleitung. Die Anordnung des oben berschriebenen rotierenden Siebes und ständige Beobachtung desselben vermindern diese Gefahr.

Es werden eigens konstruierte Zentrifugalpumpen von hoher Widerstandsfähigkeit verwendet, und zwar eine Pumpe mit 38 cm Weite des Zuflußrohres. Sie wird durch einen 500 bzw. 350 PS leistenden Elektromotor angetrieben. Als Material für die Pumpe verwendete man mit gutem Erfolg

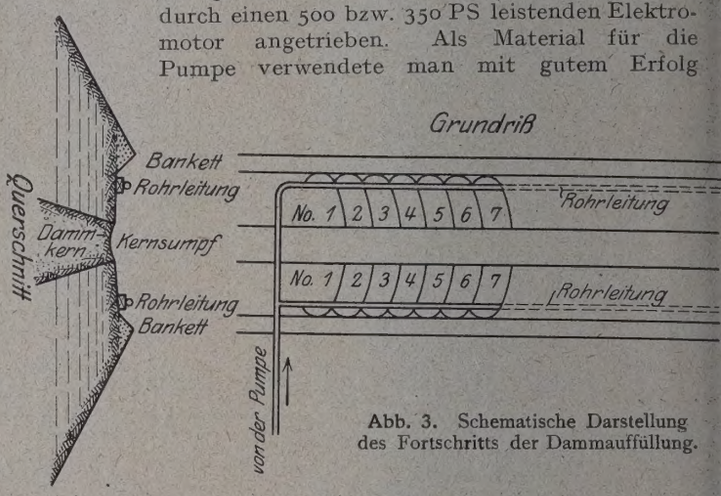


Abb. 3. Schematische Darstellung des Fortschritts der Dammauffüllung.

Manganstahl (mit 5 bis 6 vH Mangangehalt); das Gehäuse zeigte bei einer Stärke von 6 bis 8 cm eine Lebensdauer, die der Leistung von 140 000 bis 150 000 m³ entspricht. Später ging man dazu über, das Gehäuse mit U-förmigen Rippen zu versehen, die das Splittern des Gehäuses verhindern und so einen größeren Abnutzungsgrad desselben erreichen lassen. Infolge des hohen Preises des Manganstahls stellte man schließlich ein Gehäuse aus Weißgußeisen mit einer Wandstärke von 10 bis 14 cm her, welches mit sieben Verstärkungsrippen versehen ist. Nach einer Leistung von 115 000 m³ zeigte dieses Gehäuse eine Abnutzung von etwa 1¼ cm, so daß man dafür eine Lebensdauer annehmen kann, die der Leistung von 300 000 m³ entspricht. Da mit den Pumpen wechselnde Höhendifferenzen, etwa zwischen den Grenzen von 7 und 45 m zu überwinden waren, so konnte eine Kraftersparnis erzielt werden, indem bei größerer Höhendifferenz ein Schaufelrad von größerem Durchmesser und umgekehrt eingesetzt wurde. Zwei Normalschaufelräder von 94 cm und 106,7 cm Durchmesser werden verwendet, die wiederum mit Schaufeln verschiedener Länge ausgestattet werden können.

Eine genaue Beobachtung der Saugwirkung und der zuströmenden Wassermenge machte sich erforderlich. Wesentlich ist vor allem die ständige Kontrolle des Wasserstandes im Pumpensumpf. Bei gleichmäßiger Zuführung von Trockenmaterial verursacht ein beschleunigter Gang der Pumpe ein entsprechendes Sinken des Wasserstandes im Sumpf. Umgekehrt hat eine Verlangsamung der Pumpe ein Steigen des Wasserstandes zur Folge. Bei gleichbleibendem Gang der Pumpe bringt eine stärkere Zuführung von Trockenmaterial das Wasser im Sumpf zum Steigen und eine geringere Zuführung von solchem führt eine Senkung des Wasserstandes herbei. Wenn das Wasser im Sumpf steigt und das Manometer einen erhöhten Wasserdruck anzeigt, während gleichzeitig das Ampèremeter eine geringere Stromstärke angibt, so zieht der Pumpenmeister daraus den Schluß, daß die von der Pumpe gespeiste Druckleitung stark belastet ist. Wenn umgekehrt sich der Wasserstand im Sumpf senkt, während das Manometer einen abnehmenden Druck und das Ampèremeter einen größeren Stromverbrauch anzeigt, dann weiß er, daß die Pumpe weniger festes Material befördert. Es erwies sich als genügend, wenn Wasserstandsschwankungen in Zwischenräumen von 15 cm auf dem Kontrollbrett des Pumpenhauses angezeigt werden.

Was die Leistung der Pumpe anbelangt, so konnte beispielsweise an einer Stelle als Höchstleistung mit zwei Pumpen in einem Monat 113 000 m³ Material aufgefüllt werden. Bei einer Arbeitsdauer von 8 Stunden 48 Minuten leistete einmal eine Pumpe durchschnittlich 400 m³ pro Stunde, ein anderes Mal bei einer Arbeitsdauer von 4 Stunden 51 Minuten 440 m³ pro Stunde.

Als Material für die Druckrohre wurde ein Spezialstahl von außerordentlich großer Widerstandsfähigkeit gewählt, so daß ein Auswechseln der Rohre bisher nicht notwendig geworden ist. Bis zu einer Leistung von 300 000 m³ konnten dieselben Rohre in Benutzung bleiben. Es sind in der Längsrichtung verschweißte Rohre aus Normalstahlblech Nr. 8 mit 38 cm innerem Durchmesser; ihr Gewicht beträgt 43 kg pro lfd. m. Der Spezialstahl enthält 0,5 bis 0,6 vH Kohlenstoff und etwa 0,75 vH Mangan. Um eine gleichmäßige Abnutzung der Rohrwandungen zu erreichen, werden die Rohre nach jeder Arbeitsschicht um 120° um ihre Achse gedreht.

Abb. 4. Mündung der Spülrohrleitung.

Der Vorgang des Auffüllens der Dämme geht folgendermaßen vor sich: Es werden zunächst als Umrahmung des zukünftigen Dammes zwei kleine Erdbankette aufgeworfen, welche die Böschungslinie des Dammes festlegen.

Für die Herstellung der Bankette werden meist Kranbagger mit Greifern verwendet. Innerhalb der Bankette läuft auf Schienen die auf einem Radgestell montierte Baggermaschine. Von dem 12 bis 15 m langen Kran aus wird der etwa 1,2 m³ fassende Greifer herabgelassen, der Material vom Innern des Dammes entnimmt und es am Rand desselben zur Aufhöhung der Bankette abwirft. Diese Bankette werden jeweils so hoch hergestellt, daß sie hierauf zweimal als Außendamm für das Spülverfahren dienen können, wodurch wesentlich an Zeit gespart wird. Das Anspülen erfolgt in Schichten von etwa 1,2 m Höhe. Hierbei wird von dem der Pumpe zunächst gelegenen Ende des Dammes ausgehend, je ein 5 m langes Rohrstück auf Holzböcken 1,2 m über dem bereits erreichten Niveau der Auffüllung an der Innenseite der Bankette verlegt. Im Verlaufe des Anspülens lagert sich das grobe Material in der Nähe des Rohrendes ab, während die feineren Bestandteile nach dem Innern des Dammes weitergeschwemmt werden, je nach ihrer Größe sich allmählich absetzen und so einen nach dem Dammkern flach abfallenden Strand bilden. Die feinsten Teilchen gelangen bis in das sich im Kern des Dammes ansammelnde stehende Wasser, den Kernsumpf, und bauen, indem sie sich dort langsam absetzen, den Dammkern auf. Hat die Ablagerung des groben Materials in dem in Angriff genommenen Streifen die Höhenlage der Rohre erreicht, so wird wiederum auf Holzböcken als Verlängerung ein neues Rohrstück angesetzt und die Auffüllung nimmt ihren Fortgang.

Als Regel beim Aufführen von Dämmen nach dem Spülverfahren ist zu betrachten, daß in jedem Baustadium die Breite des Dammkerns ungefähr gleich bleiben muß der Höhe des noch fehlenden Teiles des Dammes bis zu seiner Krone. Der Neigungswinkel der flach nach dem Dammkern zu abfallenden Böschung hängt vollkommen vom verwendeten Füllmaterial ab. Eine analytische Untersuchung des im Dammkern abgesetzten feinsten Materials hat ergeben, daß es zu 75 bis 85 vH aus tonigem Schlamm und zu 15 bis 25 vH aus sehr feinkörnigem Sand besteht, daß es also vollauf der Forderung genügt, einen wasserdichten Kern zu bilden. Das Wasser des Kernsumpfes wird, sofern es nicht von selbst versickert, abgeleitet, wobei etwas Schlamm mitgerissen wird. An einer Stelle wurde dieser weggeschwemmte Schlamm noch zur Dichtung des Flußbettes ausgenützt; es wurde das Wasser dem Sumpf mittels Saugheber entnommen und durch eine Rohrleitung an die Verwendungsstelle gebracht, wo es zur Ruhe kam, so daß sich die mitgeführten Schlammteilchen wieder absetzen und eine abdichtende Tonschicht im Flußbett bilden konnten.

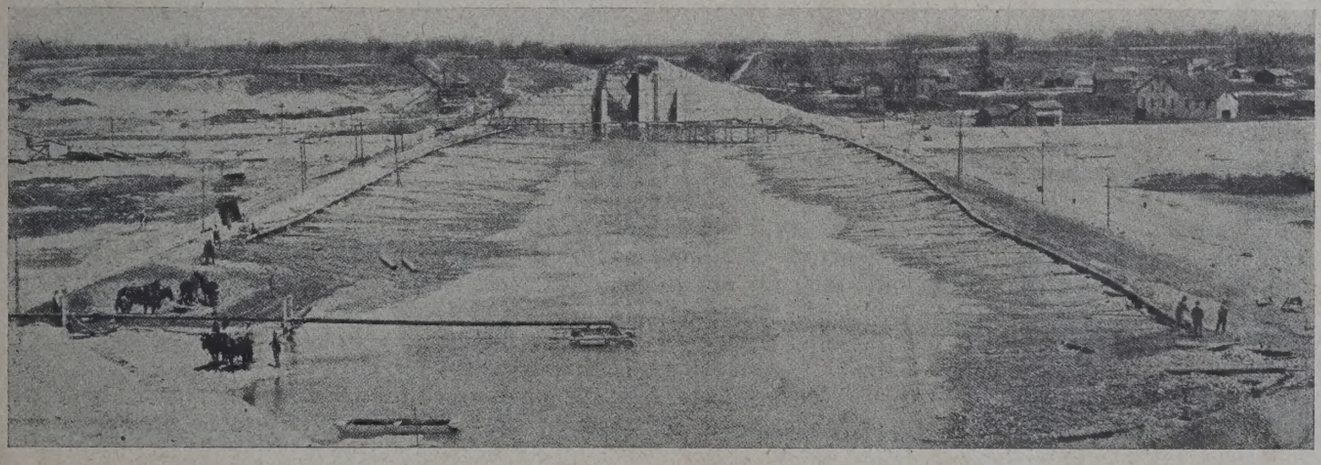


Abb. 5. Dammauffüllung (in Ausführung begriffen) mit Rohrleitungen und Kernsumpf.
Das Wasser des Kernsumpfes wird durch eine Saugheberleitung abgeführt.

(Bericht nach einer Aufsatzserie in „Engineering News-Record" Nr. 11–13.)

AUSWERTUNG DES INTEGRALS $\int \frac{M_a M_b}{EJ} ds$.

Von Dipl.-Ing. Herm. Craemer, Düsseldorf, Ingenieur der Firma Holzmann A.-G.

Bei den meisten Berechnungen biegungsfester, statisch unbestimmter Systeme spielt die Auswertung der Integrale $\int \frac{M_a M_b}{EJ} ds$ eine große Rolle. Ist die Stabachse eine Gerade, so wird $ds = dx$ und die Momente infolge der Lasteinheiten $X_a = -1$ usw. werden lineare Funktionen von x. Ist über-

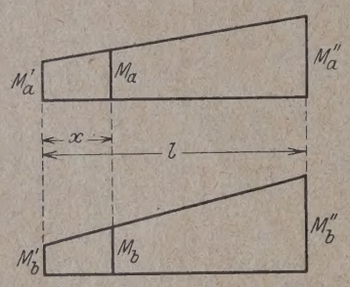


Abb. 1.

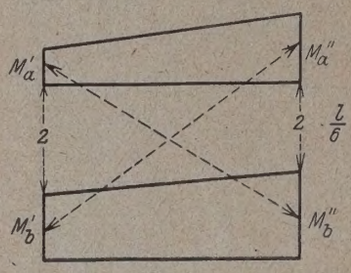


Abb. 2.

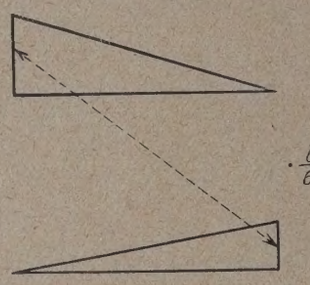


Abb. 3.

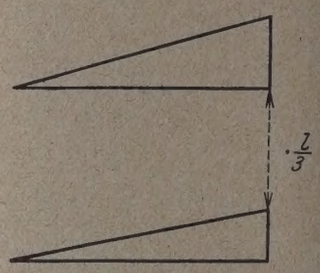


Abb. 4.

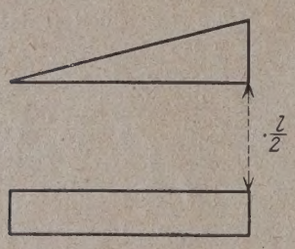


Abb. 5.

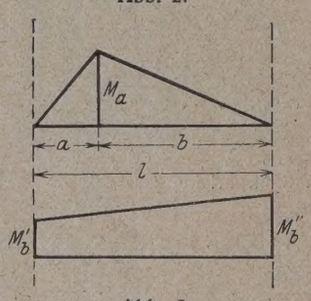


Abb. 6.

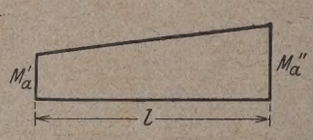


Abb. 7.

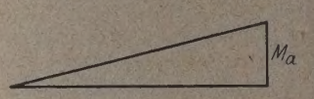


Abb. 8.

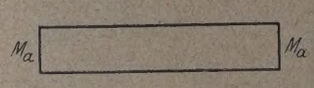


Abb. 9.

dies J auf die Stablänge unveränderlich, so interessiert nur noch der Ausdruck $\int M_a M_b dx$; es ist aber dann (Abb. 1):

$$M_a = M_a' + \frac{M_a'' - M_a'}{l} x$$

kürzer: $$M_a = \alpha + \beta x$$

und $$M_b = M_b' + \frac{M_b'' - M_b'}{l} x = \gamma + \delta x.$$

Das gesuchte Integral $\int M_a M_b dx$ wird nun:

$$\int M_a M_b dx = \int_0^l (\alpha + \beta x)(\gamma + \delta x) dx$$

$$= \alpha\gamma l + (\alpha\delta + \beta\gamma)\frac{l^2}{2} + \beta\delta\frac{l^3}{3}$$

$$= \frac{1}{6}[M_a' M_b'' + M_a'' M_b' + 2 M_a' M_b' + 2 M_a'' M_b''].$$

Diese Beziehung überhebt uns also der Notwendigkeit, bei der Berechnung des Integrals M_a und M_b als Funktion von x darzustellen; es genügt vielmehr, diese Werte am Anfang und Ende jedes Stabes abzulesen. Am einprägsamsten läßt sich die Formel ausdrücken durch Abb. 2.

Für spezielle Formen der Momentenflächen lassen sich leicht Sonderformeln aufstellen; die einfachsten seien in den Schaubildern Abb. 3 bis 5 mitgeteilt.

Hat die Momentenlinie innerhalb der Stablänge einen Knickpunkt (z. B. M_0 infolge Einzellast), so ergibt sich nach Abb. 6 durch Zerlegung:

$$\int M_a M_b dx = \frac{2l-a}{6} M_a M_b' + \frac{2l-b}{6} M_a M_b''$$

Ähnliche Formeln lassen sich ableiten für das Integral $\int M_a^2 dx$, und zwar wird hier:

$$\int M_a^2 dx = \frac{1}{3}(M_a'^2 + M_a' M_a'' + M_a''^2),$$

siehe Abb. 7. Für besondere Fälle lassen sich auch hier Vereinfachungen vornehmen, wie Abb. 8 mit

$$\int M_a^2 dx = \frac{1}{3} M_a^2$$

und Abb. 9 mit $$\int M_a^2 dx = l M_a^2$$

zeigen; letztere Formel könnte natürlich ebenso einfach auf anderem Wege abgeleitet werden. Bemerkt sei noch, daß auch für krumme Stäbe mit der Bedingung $\frac{ds}{EJ} = \text{konst.}$ die Formeln sich in einigen Fällen anwenden lassen.

Ferner läßt sich die Formel für das Integral auch wie folgt anschreiben:

$$\int_0^l M_a M_b dx = \frac{1}{6}[M_a' M_b' + 2 M_a^m M_b' + 2 M_a^m M_b'' + M_a'' M_b''$$

oder auch $$\int_0^l M_a M_b dx = \frac{1}{6}[M_a' M_b' + 4 M_a^m M_b^m + M_a'' M_b'']$$;

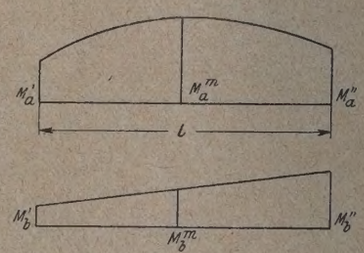


Abb. 10.

sie gilt in dieser Form auch, wenn eine der Momentenflächen eine quadratische Parabel ist, also z. B. für M_0 infolge gleichmäßig verteilter Last.

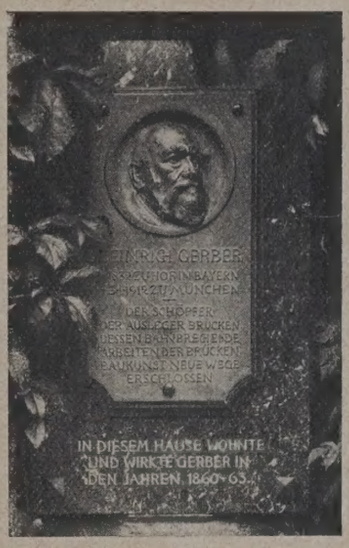
GERBER-FEIER

im Werk Gustavsburg der Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg.

Die Siemens-Ring-Stiftung will große Männer, die sich um Wissenschaft und Technik besondere Verdienste erworben haben, ehren. Lebenden Vertretern pflegte sie das Zeichen uralter germanischer Führerschaft: einen kostbaren Ring zu verleihen. Das Andenken derer, die den Lebenslauf geendet, will sie im Bilde festhalten, damit an ihre Leistungen erinnern und die jüngeren Generationen zur Nachahmung begeistern.

Als ein Vorbild für die Verbindung wissenschaftlicher und praktischer Arbeit hat sie den Altmeister deutscher Brückenbaukunst Heinrich Gerber dadurch zu ehren beschlossen, daß sie sein von Professor E. Kurz geschaffenes Reliefbildnis an hervorragenden von ihm geschaffenen Bauwerken anbringen läßt.

Zur Feier der Übergabe hatten die Siemens-Ring-Stiftung und die Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg Werk Gustavsburg zum Sonntag, den 17. Juli nach Gustavsburg eingeladen. Die eine Tafel war an der Stätte der einstigen Tätigkeit Gerbers — dem alten Bürogebäude, das zugleich die Wohnung Gerbers enthielt — angebracht. Weitere sind zur Anbringung in der Halle des Hauptbahnhofes München und der Technischen Hochschule München sowie an den in den Städten Bamberg, Haßfurt und Mannheim stehenden Gerberbrücken bestimmt.



Die Festteilnehmer versammelten sich in der stimmungsvoll geschmückten neuen Maschinenhalle. Ein Vortrag des Posaunenchors des Werkes leitete die Feier ein. Sodann hielt Baurat Dr.-Ing. Freytag, ein alter Schüler Gerbers, einen Vortrag: „Leben und Bedeutung Gerbers." Den Ausführungen des Vortragenden, die von dem Direktor des Werkes Gustavsburg Geh. Baurat Dr.-Ing. Carstanjen in sehr interessanter Weise besonders in bezug auf die persönlichen Verhältnisse Gerbers ergänzt wurden, ist zu entnehmen, daß Heinrich Gerber am 18. November 1832 zu Hof in Bayern als Sohn eines Tischlermeisters, der zugleich Zeichenlehrer war, geboren wurde. Er besuchte die Gewerbeschule in Nürnberg und danach die Polytechnische Schule in München, wo er sich zunächst mit Nautik beschäftigte. Eine Seereise nach England ließ ihn aber erkennen, daß er für den seemännischen Beruf nicht geeignet, und so nahm er seine Ingenieurstudien wieder auf und brachte sie 1852 mit der Staatsprüfung zum Abschluß. Die nächsten Jahre betätigte er sich in verschiedenen staatlichen Stellungen und war schließlich unter dem großen Brückenbauer v. Pauli tätig. Hier entdeckte ihn Werder, der technische Leiter der Maschinenfabrik v. Cramer-Klett, aus der die Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg hervorgegangen ist, und veranlaßte ihn mit Zustimmung Paulis, in den Dienst der Maschinenfabrik überzutreten. Seine erste Aufgabe war die große Eisenbahnbrücke bei Mainz zu bauen, für deren Herstellung zunächst als vorübergehend gedachte Werkstätten in Gustavsburg errichtet wurden, aus denen sich später das jetzige Werk Gustavsburg entwickeln sollte, als dessen erster Leiter Gerber somit anzusprechen ist. In die Tätigkeit Gerbers im einzelnen gewährten überaus fesselnde Einblicke die in großer Zahl im alten Bürogebäude ausgelegten Notizbücher, Konstruktionszeichnungen, Stücklisten, Skizzenbücher u. dgl., die alle erkennen ließen, mit welcher geradezu beispiellosen Gründlichkeit und Genauigkeit Gerber arbeitete und seine Anordnungen traf und wie tief er in alle Einzelheiten eindrang. —

Sein Grundsatz war: nur soviel Aufträge anzunehmen, als er persönlich bearbeiten oder zum wenigsten persönlich bis ins einzelne übersehen konnte. Es schien dies die notwendige Voraussetzung dafür, daß nur solche Erzeugnisse herausgingen, die den strengsten Anforderungen der Wissenschaft und Praxis Genüge leisteten. So wollte es der Besitzer des Werkes und so entsprach es dem ureigensten Bedürfnis Gerbers. Gemessen an heutigen Produktionszahlen war die Gesamtmenge der Erzeugnisse, die Gustavsburg unter Gerbers Leitung lieferte, gering. Sie betrug von 1860—1884 42 500 t, das entspricht 1760 t im Jahr.

Gerber legte 1884 die Leitung der Brückenbauanstalt nieder, um im Jahre darauf in den Aufsichtsrat der Firma einzutreten. An wichtigen Arbeiten der Brückenbauabteilung nahm er weiter teil. Er starb im Jahre 1912 im hohen Alter von 81 Jahren.

Die Entwickelung des deutschen Brückenbaues ist eng verknüpft mit der Tätigkeit Gerbers. Er war bahnbrechend für die Berechnung der Konstruktionsquerschnitte, indem er den Einfluß bewegter und ruhender Lasten getrennt untersuchte. Sein größtes Verdienst, mit dem sein Name unlöslich verbunden, ist die Schaffung des Trägers mit freischwebenden Stützpunkten, der auch noch heute im Brückenbau eine große Rolle spielt. Die ersten Ausführungen stehen noch heute in Haßfurt und Mannheim.

Gerber wird als ein seltener Mann geschildert, der mit aller Schärfe des Verstandes, mit großer Willenskraft, mit unerbittlicher Wahrheitsliebe ein tiefes Gemüt und unendliche Herzensgüte verband. Sein Ziel als Techniker war, die Handarbeit durch Zusammenwirken mit der Wissenschaft zu veredeln und hochwertig zu machen.

Die Übergabe der 5 Tafeln erfolgte durch den Präsidenten der Siemens-Ring-Stiftung Exz. Warburg. Für die Technische Hochschule München erfolgte die Übernahme durch den derzeitigen Rektor Geh. Rat Professor v. Dyck. Regierungsdirektor Ebert übernahm sie im Namen des bayerischen Verkehrsministeriums. Die drei Städte mit Gerberbrücken hatten ebenfalls Vertreter entsandt, die den Dank für die Stiftung abstatteten. Geheimrat Dr. Carstenjen übernahm die Tafel für das Werk Gustavsburg. Die letztere wurde im Anschluß an die Übergabe enthüllt, wobei Exz. v. Miller auf die Bedeutung Gerbers als Vorbild für die Jugend, die jetzt im alten Gerberhaus ihren Unterricht empfängt, hinwies. Kranzspenden wurden von der Direktion des Werkes und der Beamtenschaft niedergelegt.

Ein Rundgang durch die Werkstätten folgte und ein festliches Mahl im Beamtenkasino, zu dem das Werk Gustavsburg die Teilnehmer eingeladen hatte, und dessen Stimmung durch manche eindrucksvolle Ansprache erhöht wurde, bildete den Beschluß der schönen Feier.

Fischmann.

LITERATURSCHAU.

Gesammelt und geordnet von Regierungsbauführer Dipl.-Ing. C. Lehmann, Dresden.

Baustoffkunde.

606. Sprengen von Sand. Von Dr. Spengel. Tonind.-Ztg. 1921, Nr. 71, S. 630—632, 3 Abb. Verwendung von Ammonsalpetersprengstoffen.

607. Der Stand der amerikanischen Ziegelei- und Tonindustrie. Von Müller-Stauff, Köln-Deutz. Z. d. V. D. I. 1921, Nr. 25, S. 644—647, 15 Abb.

(Vgl. auch Nr. 613.)

Statik und Festigkeitslehre.

— — — —

Brückenbau.

a) Allgemeines.

608. Über die Baukosten von Eisenbahnbrücken. Von Geh. Baurat Contag, Berlin. Verkehrstechn. Woche 1921, Heft 23, S. 191—192. Etwa 30 Beispiele und Anregung zu weiterer Statistik als Behelf für Voranschläge.

b) Hölzerne Brücken.

— — — —

c) Stein- und Betonbrücken.

— — — —

d) Eisenbetonbrücken.

— — — —

e) Eiserne Brücken.

— — — —

Hochbaukonstruktionen und Zementwaren.

609. Einfamilienhäuser in wirtschaftlicher Beziehung. Von Magistratsbaurat Dr.-Ing. Neumann, Charlottenburg. Wochenschrift des Arch.-Vereins zu Berlin 1921, Nr. 23.

610. Erfahrungen im Kleinwohnungsbau. Von Stadtbauinspektor Charton. Tonind.-Ztg. 1921, Nr. 71, S. 632—633. Fundamente und aufgehendes Mauerwerk.

611. Ahrbau. Tonind.-Ztg. 1921, Nr. 69, S. 606, 3 Abb. Sparbauverfahren aus Betonformsteinen und Lehmquadern für Siedlungs- und ländliche Bauten.

612. Das Neupertsche freitragende Ziegeldach. Von Dr.-Ing. Nitzsche, Frankfurt a. M. Beton und Eisen 1921, Heft 9/10, S. 108—111, 7 Abb. Ausbildung und Probebelastung.

613. Treppenstufen aus Beton und Kunststein. Zement 1921, Nr. 22/23, S. 273—275, 8 Abb.

614. Richtpunkte für die Errichtung von Hochhäusern. Von Oberbaurat Beblo, München. Die Bauwelt 1921, Heft 23, S. 307.

615. Ein neuer Baukran. Britzer Eisenwerk bei Eberswalde i. d. Mark. Die Bauwelt 1921, Heft 23, S. 311—312, 2 Abb. Kran mit 250 kg Tragfähigkeit, 7,5 m Ausladungsweite für Hochbauten.

616. Konservierung von Grünfutter. Baumaterialienmarkt 1921, Nr. 25, S. 386. Erfahrungen mit den sogenannten Futtertürmen aus Ziegelmauerwerk oder Beton.

617. Zur Frage der Einwirkung von Ölen auf Beton. Von Dr. Platzmann, Berlin. Zement 1921, Nr. 23, S. 283. Erfahrungen mit Formenölen bei Herstellung von Zementdachziegeln.

Gründungsarbeiten usw.

618. Die Unterfangungsarbeiten beim Erweiterungsbau des Generaldirektionsgebäudes der Hamburg-Amerika-Linie zu Hamburg. Von Prof. O. Colberg, Hamburg. Beton und Eisen 1921, Heft 9/10, S. 101—104, 7 Abb. Schluß folgt.

Wasserbau.

a) Gewässerkunde und Wasserwirtschaft, Wasserrecht, Wasserbewegung.

619. Wasserkraftausnutzung in Österreich. Österr. Monatsschr. f. d. öff. Baudienst 1921, Heft 6, S. 140. Projektierte und konzessionierte Wasserkraftanlagen.

620. Die Schiffbarmachung des Oberrheins zwischen Straßburg—Basel. Technische Grundlagen zur Beurteilung schweiz. Schiffahrtsfragen. Von Oberbaurat Dr.-Ing. Kupferschmidt, Karlsruhe. Schweizer. Bauztg. 1921, Nr. 20—26, 29 Seit., 44 Abb. Vergleich von Regulierungen und Kanalisierung. Bau- und schiffahrtstechnische Erwägungen.

621. Zum Ausbau der mittleren Isar. Von Oberregierungsrat Krieger. Süddeutsche Bauztg. 1921, Nr. 25, S. 98—99, 3 Abb. Allgemeine Beschreibung.

622. Die Wasserstraßen in Bayern und ihre wirtschaftliche Nutzung. Von Ministerialrat a. D. Dr.-Ing. Faber, München. Süddeutsche Bauztg. 1921, Nr. 25, S. 99—101. Werkkanäle als Schiffahrtswege.

b) Flußbau, Kanalbau, Seebau, Hafenbau, Schleusenbau.

623. Seehafenbau Larache (Spanische Marokkozone). Von Oberingenieur H. Grüb. Süddeutsche Bauztg. 1921, Nr. 25, S. 102—103, 3 Abb. Mole aus Eisenbetonhohlkörpern von 100 t Eigengewicht.

624. Die elektrischen Einrichtungen von Wehr- und Schleusenanlagen. Von Dipl.-Ing. Heymann, Berlin. Zentralbl. d. Bauv. 1921, Nr. 46/47, S. 285—296, 16 Abb. Prinzipielles und Beispiele.

c) Wehre, Talsperren, Wildbachverbauungen, Wasserkraftanlagen, Bewässerungen usw.

625. Kraftpläne für Staubeckenwerke mit stark wechselndem Gefälle. Von Dr.-Ing. Leiner, München. Die Wasserkraft 1921, Heft 11, S. 110—112, 3 Abb. Ergänzung zu dem Buch des Verf. „Ertragreichster Ausbau von Wasserkräften".

626. Rißbildung im Ritomstollen. Ausschußgutachten und Vergleich mit amerikan. Druckstollen. Die Wasserkraft 1921, Heft 11, S. 116.

Vgl. auch Nr. 634.

Erdbau, Tunnelbau und Bergbau.

— — — —

Straßenbau.

— — — —

Eisenbahnbau und -betrieb.

627. Der Haushalt der Reichseisenbahnverwaltung für das Rechnungsjahr 1921. Ztg. d. V. D. Eisenbahnverw. 1921, Nr. 23, S. 444—446. Fehlbetrag 3½ Milliarden gegen 14⅓ im Jahre 1920.

628. Verwaltung und Bewirtschaftung der Reichseisenbahnen. Von Rg.-Baurat Dr. Tecklenburg. Ztg. d. V. D. Eisenbahnverw. 1921, Nr. 23, S. 439.

629. Die Unterschiede in den Fahrpreisen der einzelnen Wagenklassen. Von Emil Rank. Ztg. d. V. D. Eisenbahnverw. 1921, Nr. 23, S. 442.

630. Vereinheitlichungsarbeiten des Vereins Deutscher Straßenbahnen, Kleinbahnen und Privateisenbahnen E. V. Verkehrstechnik 1921, Heft 17, S. 270—271, 13 Abb. Neue Normalprofile der Rillenschienen.

631. Über die Ausgestaltung der Verschiebebahnhöfe. Von Heinrich. Ztg. d. Vereins Deutscher Eisenbahnverw. 1921, Nr. 24, S. 463—465.

632. Das Hartguß-(Griffin-)Rad im Eisenbahnbetrieb und seine Herstellung. Von Oberstaatsbaurat Rüker. Z. d. ö. I.- u. Arch.-Ver. 1921, Heft 22/23, S. 155—59, 5 Abb. Nordamerika, Ungarn.

633. Die eiserne Hohlschwelle. Von Prof. A. Birk. Österr. Monatsschrift f. d. öffentl. Baudienst 1921, Heft 6, S. 131—132, 6 Abb. Besprechung der vom Finanz-Baurat Scheibe, Dresden, vorgeschlagenen Hohlschwelle.

634. Die Lapplandbahn Kiruna—Riksgränsen. Von Rg.-Baurat Hoepner, Berlin. Verkehrstechnik 1921, Heft 17/18, S. 267—270, 5 Abb. Beschreibung der ersten schwedischen elektrischen Vollbahn und des Porjuswasserkraftwerkes. L = 150 000 PS, Kraftwerk 50 m unter der Erde aus dem Felsen gesprengt.

Eisenbetonbau. Eisenbetonhochbau usw. sowie Schiffbau.

Allgemeines über Eisenbeton.

(Eisenbetonbrücken siehe unter Brückenbau!)

635. Überbelastung einer Eisenbetondecke. Von Rg.-Baurat Kuhnke, Berlin. Zeitschr. d. Bauv. 1921, Nr. 49, S. 305—306, 6 Abb. D-Zugs-Lokomotive auf einer für gleichmäßig verteilte Last von 700 kg/qm berechneten Eisenbetonbalkendecke auf dem Anhalter Bahnhof.

636. Getreidesilos in Eisenbeton. Von Dipl.-Ing. Eisenmenger, Düsseldorf. Zement 1921, Nr. 23/24, 7 Abb. Allgemeine Beschreibung.

Eisenbau.

(Eiserne Brücken siehe unter Brückenbau!)

637. Statische Untersuchung des zweistieligen Stockwerkrahmens mit beliebiger Form und Belastung von Dr.-Ing. Enyedi, Budapest. Beton u. Eisen 1921, Heft 9/10, S. 106—108, 3 Abb. Forts. aus Heft 7/8.

638. Unsymmetrische Eisenbetonquerschnitte unter Biegung und Biegung mit Achsdruck von E. Elwitz, Düsseldorf. Zeitschr. für Arch. u. Ing.-Wesen 1921, Heft 4—6.

639. Eisenbetonbauten im Militärlager Bruck-Királyhida. Von Ziviling. Badian, Lemberg. Beton u. Eisen 1921, Heft 9/10, S. 104—105. 18 Abb. Schluß aus Heft 2/3. Landwirtschaftl. Wohnhäuser, Ställe und Schuppen.

640. Zur Frage des Widerstandes der Eisenbetonschiffe. Von Friedr. Gebers, Wien. Beton u. Eisen 1921, Heft 9/10, S. 112/15. Vergleich mit hölzernen und eisernen Schiffen.

Holzbau.

641. Tragfähigkeit eiserner Bolzen bei Holzverbindungen. Von R. Ludwig, Markkleeberg. Der Holzbau 1921, Nr. 11/12, 3 Seiten.

Städtebau und städtischer Tiefbau.

642. Der Internationale Straßenbahn- und Kleinbahnkongreß zu Wien. Verkehrstechnik 1921. Heft 17. S. 265—66. Bericht über den Kongreß.

643. Die Straßenbahntechnik der Gegenwart. Von Straßenbahndirektor Dipl.-Ing. Müller, Gerthe i. W. Verkehrstechnik 1921, Heft 17, S. 272. Vorschlag zur Herausgabe eines Sammelwerks entsprechend dem Werk „Die Eisenbahntechnik der Gegenwart".

644. Straßenbau innerhalb des Straßenbahnkörpers. Verkehrstechnik 1921, Heft 17, S. 275. Erfahrungen mit Betonplatten als Unterlage für Holzpflaster und Asphalt in Leipzig seit 1913.

645. Erfahrungen im Kleinwohnungsbau. Von Stadtbauinspektor Charton, Frankfurt a. M. Tonind.-Ztg. 1921, Nr. 68, S. 592. Vergleich zwischen Notbauten aus Holz, Fachwerk mit Ausmauerung oder Bimsdielen und massiven Dauerbauten.

646. Vom Ruhrkohlensiedlungsverband. Von Dr.-Ing. Hecker, Düsseldorf. Technik u. Wirtschaft 1921, Heft 6, S. 335—344.

647. Die städtebaulichen Probleme von Groß-Paris. Von Nil Hammarstrand, Paris. Z. d. ö. I.- u. A.-Ver. 1921, Heft 20/21, S. 133—38. Schluß folgt.

648. Bebauungsplan und Wünschelrute. Von Baurat Wagner-Poltrock. Die Bauwelt 1921, Heft 23, Blitzgefahr, Krankheitserscheinungen, Schlaflosigkeit durch unterirdische Wasserläufe.

Vergl. auch Nr. 630.

Kunst im Ingenieurwesen — Wirtschaftliches — Personalnachrichten — Vereinsnachrichten — Standesvertretung — Sonstiges.

649. Betriebseinschränkungen und Betriebsstillegungen. Zement 1921, Nr. 24, S. 301—03. Maßgebende gesetzliche Bestimmungen.

650. Industrielle Psychotechnik. Von Geh. Regierungsrat Prof. Wallichs, Aachen. Z. d. V. D. I. 1921, Nr. 25, S. 648—51. Geschichtliche Entwicklung der Berufseignungsprüfungen. Kritik der Ergebnisse.

651. Der Bund der amerikanischen Ingenieur-Vereinigungen. Von Dr. Musil. Z. d. ö. I. u. A.-Ver. 1921, Heft 22/23, S. 159. Gründung Juni 1920; 60 Vereinigungen mit etwa 120 000 Mitgliedern. Zweck: Vertretung der wirtschaftlichen und Standesinteressen.

652. Theoretische Betrachtungen über das von Zeiß gebaute Nivellierinstrument mit planparalleler Glasplatte vor dem Objektive. Von Viktor Theimer, Leoben. Österr. Monatsschr. f. d. öff. Baudienst 1921, Heft 6, S. 134—38. 5 Abb. Präzisionsinstrument zum Messen von $^1/_{10}$ und Schätzen von $^1/_{100}$ mm.

Vergl. auch Nr. 627.

KURZE TECHNISCHE BERICHTE.

Die Verhäßlichung unserer Natursteinbauten durch Rauchgasstoffe, Staub und Wetterwirkung.

Die so häufige bedauerliche Verhäßlichung unserer Natursteinbauten wird im wesentlichen verursacht 1. durch Verwitterungsschäden und 2. durch Berussung, oft im Verein mit Verschmutzung durch angewehten Straßenstaub. Die äußeren Quellen dieser zweifachen entstellenden Veränderung der Steinflächen sind bekanntlich die im Regenwasser gelösten gewöhnlichen Luftstoffe, die rußführenden Rauchgase und die Frostwirkung. Da diese äußeren Einflüsse unabwendbar festgegebene sind, so ist man zur Vermeidung von Schadenwirkungen auf die Auswahl möglichst unempfindlichen Werkstoffs angewiesen. Während sich nun mit der Wetterbeständigkeit der Bausteine die Forschung schon seit geraumer Zeit beschäftigt, war daneben die Berussungsgefahr bis heute ganz außer acht gelassen worden. Diesem zweiten schwerwiegenden Faktor für die Beurteilung der Erhaltung unserer Bausteine und Bauten versucht nun eine unter obigem Titel in der Neudeutschen Bauzeitung 1921, Heft 1/2 ff., erschienene Arbeit des Unterzeichneten erstmalig Rechnung zu tragen. Im Abschnitt I und III werden die Bedingungen für die stärkere oder schwächere Berussungsfähigkeit und Berussung der Bausteine, unter besonderer Berücksichtigung des Sandsteins, aufgesucht. Sodann wird im Abschnitt II, das z. T. abweichende Verhalten anderer Bausteinsorten, zunächst von Muschelkalk und Kalktuffstein (St. Paulskirche in München), in bezug auf Rußaufnahme und Wetterwirkung festgestellt. Der Abschnitt IV endlich bringt Vorschläge für die Prüfung und Bewertung der Bausteine unter gleichzeitiger Berücksichtigung ihres für die Erhaltung maßgebenden doppelten Verhaltens: ihrer größeren oder geringeren Wetterbeständigkeit und ihrer geringeren oder größeren Rußaufnahmefähigkeit. Wie bei der Wetterbeständigkeitsprüfung neben dem „natürlichen" Verwitterungsversuch die „abgekürzte" Wetterbeständigkeitsprobe verwertet wird, so sollen nach des Verfassers Vorschlag neben der Beobachtung des natürlichen Berussungsvorganges künftig auch „künstliche oder abgekürzte" Berussungsversuche ausgeführt werden. Der Vorschlag erstreckt sich auf alle Einzelheiten der Probe, einschließlich der Versuchsvorrichtung. Das durch den „abgekürzten" Berussungsversuch ermittelte Maß ϱ der Rußaufnahmefähigkeit ist mit dem Wetterbeständigkeitsmaß ψ zusammen in ein Bewertungsschaubild einzutragen, wobei die als frostunsicher erkannten Bausteine von vornherein auszuschließen sind. An der Hand dieses Bewertungsschaubildes wird dann die richtige bauliche Auswahl der Steinsorten zu treffen sein. Im Abschnitt IV ist außerdem noch die Einordnung der Bausteine in 9 Gruppen durchgeführt, die sich einfach aus dem Zusammentreffen je zweier der drei Befundwerte: groß, mittelgroß und klein für die ermittelten Versuchsmaßgrößen ϱ und ψ ergeben, z. B. für ϱ groß und ψ groß, ψ groß und ψ mittelgroß usw. Durch Ausscheidung gewisser Steingruppen und Bevorzugung anderer vereinfacht sich dann noch die Bewertung und Steinauswahl entsprechend. Der Verfasser hofft, durch seine Arbeit die schwierige, namentlich für die Denkmalpflege hochwichtige Aufgabe der Erhaltung unserer Steinbauten einen kleinen Schritt vorwärts gebracht zu haben. Der nächste erforderliche und wünschenswerte Schritt würde s. E. die Nachprüfung seiner Vorschläge seitens der Materialprüfungsämter sein.

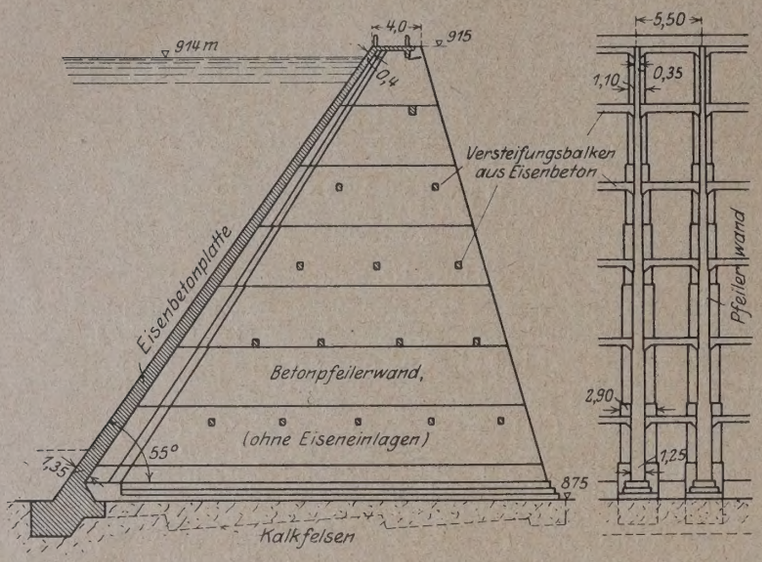
Prof. Dr. H. Seipp-Erfurt.

Talsperren im Hochgebirge.

Die Druckhöhen von Wasserkraftanlagen sind mehr und mehr gewachsen. Dabei kommen die Stauweiher oftmals in größere Gebirgshöhen zu liegen, wo starke Temperaturschwankungen auftreten. Ihr Einfluß auf die ihnen ausgesetzten Bauwerke wird von erhöhter Bedeutung und verlangt zweckmäßige Baugestaltung. Entwurf und Berechnung der Stauwerke müssen sich also nicht mehr allein nach statischen, sondern besonders noch nach physikalischen Regeln richten, vor allem, wenn Beton verwandt wird. Portlandzement erzeugt beim Abbinden und Erhärten Wärme, die sich in großen Mauerwerksmassen, namentlich bei rascher Ausführung aufspeichert und an mehreren Bauwerken zu 40 und 50° C. gemessen worden ist. Tritt äußerliche Abkühlung ein, so bilden sich Sprünge und Risse in 25—30 m Abstand, wie z. B. am Staudamm von Arrow-Rock in Nordamerika mit 67 m Sohlendicke. Der Zustand läßt sich vergleichen mit der Abkühlung beim Schmelzprozeß. Diesen auftretenden inneren Temperaturkräften trägt die Elastizitätstheorie noch nicht genügend Rechnung. Amerikanische Ingenieure haben schon vor Jahren auf die Wichtigkeit der Frage über die thermischen Vorsprungsspannungen in großen Mauerwerksmassen (Beton) hingewiesen. Aber auch sonst finden sich in ausländischen Schriften Hinweise darauf. Z. B. wird berichtet, daß im Staudamm von Assuan 50° C. nachgewiesen worden sind. Untersuchungen i. J.

1915 an dem schon genannten Staudamm Arrow-Rock mit 107 m Höhe haben ergeben:

1. Große Betonmauermassen mit Portlandzement können Temperaturen von 35° C. erzeugen und sie sehr lange festhalten.



2. In 30 cm Tiefe unter der Oberfläche bringen 28° äußerer Temperaturwechsel in 24 Stunden 1° Wärmeschwankung im Mauerwerk hervor.
3. 60 cm unter Oberfläche ist dieser Einfluß nur noch halb so groß.
4. In 1 m Tiefe bewirken 42° Jahresunterschied der Außenluft 20° Wärmewechsel.
5. In 3 m Tiefe fällt derselbe Einfluß auf 5°.
6. In 6 m Tiefe hört er ganz auf [1]).
7. Im Staudamm von Arrow-Rock war die erhöhte Temperatur vom Bau her noch nach 5 Jahren zu spüren.

Von besonderer Wichtigkeit werden in solchen Fällen die bogenförmig gestalteten Staudämme, bei denen man die Dicke auf $^1/_3$ bis $^1/_5$, manchmal sogar bis auf $^1/_7$ der Höhe herabsetzen kann. Bei Eisenbeton kann man noch viel weiter gehen — bis $^1/_{30}$ oder $^1/_{40}$. Man erreicht damit nicht nur eine größere Gleichmäßigkeit des Temperaturstandes, sondern beschleunigt auch den Bau wesentlich.

In Frankreich hat man 1915/16 zum ersten Male, nach amerikanischem Vorbilde allerdings, einen Staudamm im Tale des Combamala in der Provinz Cunéo errichtet, bei dem die Temperaturfrage in dem vorstehend besprochenen Sinne überhaupt nicht auftritt, und der etwas ausführlicher beschrieben werden soll, weil in Deutschland bis jetzt nur volle Mauern angewendet worden sind, die durch ihr Gewicht widerstehen. Er besteht aus sehr dünnen, nichtarmierten Betonwänden in 5,5 m Abstand parallel zur Talrichtung, die durch zahlreiche armierte Querbalken zu einem festen Gerippe verbunden sind, und einer stromaufwärts liegenden Abdeckung aus Eisenbetonplatten. Die Höhe der Wände ist 40 m, ihre Stärke ändert sich von 1,25 m am Fuße auf 0,35 m an der Krone, die Platten sind am Fuße 1,35 m, an der Krone 0,40 m dick und gehen in die 93 m lange Fahrbahn eines überführten Weges über, ihre Steigung beträgt 1 : 0,7, was etwa 55° Neigungswinkel entspricht. Sie stützen sich gegen Auskragungen an den Wänden und sind hier mit Falzen versehen, die gegen Wasserdurchgang mit Asphaltpappe ausgekleidet sind und eine vollkommene Dichtung geben. Die Falze sind so ausgebildet, daß Temperaturbewegungen ohne Schaden möglich sind. Die gewählte Ausführung hat sich schon früher in Nordamerika mehrfach bewährt. Die Mischung des Betons war 350 kg Zement auf 0,4 cbm Sand und 0,8 cbm Steinschlag. Die Gesamtmasse des Dammes beträgt nun 11 300 cbm. Die Kosten waren merklich geringer als bei einer Mauer mit vollem Querschnitt, wie es bei uns üblich ist. (Nach „Annales des Ponts et Chaussées" IV./1920.)

Dr.-Ing Gläsel.

Betr. Praktische Arbeitszeit der Studierenden des Bauingenieurwesens.

Der Vorstand des Deutschen Beton-Vereins hat in einer am 27. Januar 1921 festgelegten Entschließung sich dahin ausgesprochen, daß von den Studierenden des Bauingenieurwesens als Vorbedingung für die Zulassung zur Diplomprüfung auf den Technischen Hochschulen eine mindestens fünfmonatige, praktische handwerksmäßige Tätigkeit verlangt werden sollte, die möglichst in dem Sommerhalbjahr vor Beginn des Studiums oder aber in den großen Ferien, die in die Semester vor der Vorprüfung fallen, abgeleistet werden soll. In der Entschließung des Vorstandes ist ausgesprochen, daß der Deutsche Beton-Verein dafür eintreten will, daß die ihm angeschlossenen Mitgliedsfirmen jeweils die in Frage kommende Anzahl von Studierenden auf Baustellen praktisch beschäftigen. Wegen des Wortlautes der Verfügung und der Entschließung kann auf die Veröffentlichung in Heft 6 dieser Zeitschrift verwiesen werden.

In Ausführung der in der Entschließung niedergelgten Gesichtspunkte hat der Deutsche Betonverein nunmehr in Gemeinschaft mit dem Beton- und Tiefbau-Arbeitgeber-Verbande für Deutschland einen besonderen Arbeitsnachweis eingerichtet, der sich über das ganze Deutsche Reich erstreckt und der es den Studierenden des Beton- und Eisenbetonbaues sowie des Tiefbaues ermöglicht, jeweils bei den in Frage kommenden Bauunternehmungen auf deren Baustellen unterzukommen. Die Einrichtung ist so getroffen, daß in diesem Jahre damit gerechnet werden kann, daß die in Frage kommenden Studierenden in den großen Ferien beschäftigt werden können. Bei der Einrichtung des Arbeitsnachweises sind zwei Punkte zu berücksichtigen.

1. Feststellung der Anzahl der Studierenden,
2. Unterbringung der betr. Anzahl der Studierenden auf Baustellen.

I. Feststellung der Anzahl der Studierenden.

Den Technischen Hochschulen und den Studentenschaften ist Kenntnis davon gegeben, daß sie sich bei Bewerbung wegen praktischer Beschäftigung an diejenige Gruppe des Beton- und Tiefbau-Arbeitgeber-Verbandes für Deutschland zu wenden haben, in deren Bezirk sie praktisch arbeiten wollen. Ein Verzeichnis der Gruppen und ihre Verteilung auf das Deutsche Reich ist den Technischen Hochschulen und Studierenden an die Hand gegeben.

II. Unterbringung der betr. Anzahl der Studierenden auf Baustellen.

Die Arbeitsvermittlungsstellen sind die Gruppen des Beton- und Tiefbau-Arbeitgeber-Verbandes für Deutschland. Die Zentralstelle für den ganzen Arbeitsnachweis ist die Geschäftsstelle des Deutschen Beton-Vereins in Obercassel (Siegkreis). Die Gruppen des Beton- und Tiefbau-Arbeitgeber-Verbandes für Deutschland lassen sich von den in ihren Bezirk fallenden Mitgliedsfirmen der Verbände alljährlich melden, wieviel Studierende sie im Sommersemester oder in den großen Ferien auf Baustellen in dem betr. Bezirk der Gruppe unterbringen können. Die Bauunternehmungen sollen fernerhin bei später frei werdenden Stellen diese Meldungen dauernd ergänzen. Die Meldungen werden gemacht unter Benutzung eines einheitlichen Formulars.

Die Gruppen des Beton- und Tiefbau-Arbeitgeber-Verbandes für Deutschland verteilen nach dem Eingang der Meldungen der Abiturienten bzw. Studierenden einerseits und der Bauunternehmungen andererseits die Studierenden auf die verschiedenen Bauunternehmungen und lassen den Studierenden und den Bauunternehmungen endgültige Nachricht zugehen. Die Gruppen sollen versuchen, nach Möglichkeit alle Studierende in dem betr. Bezirk unterzubringen, und es wird dies auch leicht möglich sein, wenn sie sich bei zu großer Nachfrage von Studierenden noch mit einzelnen Firmen wegen Unterbringung unmittelbar ins Benehmen setzen.

Wenn die Gruppen die Verteilung vorgenommen haben, so melden sie an die Geschäftsstelle des Deutschen Beton-Vereins die Art der Verteilung an Hand eines einheitlichen Formulars. Die Meldung muß enthalten die Anzahl der zur Verfügung stehenden Plätze, die Anzahl der untergebrachten Studierenden, die noch freien Plätze bzw. die noch nicht untergebrachten Studierenden. Die Geschäftsstelle des Deutschen Beton-Vereins wird alsdann für die noch nicht untergebrachten Studierenden einen Ausgleich insofern zu schaffen versuchen, daß sie diese den freien Plätzen einer Nachbargruppe zuweist.

Den Mitgliedsfirmen der Verbände sind weiterhin besondere Richtlinien für die praktische Tätigkeit der Studierenden des Bauingenieurwesens zugegangen. In diesen Richtlinien ist ausgesprochen, daß sie keine unbedingt feststehende Norm sein sollen, sondern allgemeine Anhaltspunkte geben sollen, in welchen Richtungen sich die praktische Tätigkeit der Studierenden bewegen soll. Es wird nicht immer möglich sein, daß die aufgeführten Arbeitsgebiete innerhalb eines Zeitraumes von 5 Monaten sämtlich bewältigt werden. Umfang und Art der Baustellen werden dies nicht in allen Fällen ermöglichen. Es ist alsdann, wenn angängig, eine Versetzung des

---

[1]) Vgl. hierzu die Veröffentlichung von Dr. Schürch im Arm. Beton 1916, Heft X — XII, in der eigene Untersuchungen mitgeteilt werden. Kze.

Studierenden auf eine andere Baustelle ins Auge zu fassen, damit er dort in die noch nicht erledigten Arbeitsgebiete eingeführt werden kann. Eine freiwillige Arbeitszeit über das vorgeschriebene Maß hinaus ist den Studierenden dringend zu empfehlen. Die Ausbildung soll eine rein handwerksmäßige sein. Der Studierende muß also wie jeder andere Arbeiter in den Arbeitskolonnen unter Aufsicht des Poliers mitarbeiten und sich in die Arbeitsordnungen auf der Baustelle einfügen. Die Firmeninhaber und Oberbauleiter sowie die Bauführer sollen sich selbst eingehend um die praktische Ausbildung der Studierenden kümmern, und zu diesem Zweck möglichst eine monatliche Berichterstattung der Baustellen über die Art der Beschäftigung der Studierenden einführen, um jederzeit beurteilen zu können, wo noch Lücken vorhanden sind und um rechtzeitig die Unterlagen zu gewinnen für die Zeugnisse, die die Bauunternehmungen am Schluß der Arbeitszeit den Studierenden auszustellen haben. Die Bauführer sind besonders anzuweisen, daß sie sich um die Studierenden kümmern und darauf achten, daß der Studierende an alle vorkommenden Arbeiten herankommt und dabei auch wirklich tätig ist. Vom Zusehen allein lernt der Studierende nichts; er fordert damit nur den passiven Widerstand der Bauführer sowie der Poliere und Arbeiter heraus. Um auch hier eine möglichst große Einheitlichkeit herbeizuführen, wird an die Firmen ein Merkblatt für die Unterweisung der Studierenden während ihrer praktischen Arbeitszeit durch die Bauführer der Unternehmungen herausgegeben werden.

Die Zeugnisse sollen die Form von Arbeitsverzeichnissen erhalten, also einen Überblick darüber geben, in welchen Arbeitsgebieten der Studierende wirklich praktisch ausgebildet ist. Ein Muster für ein solches Zeugnis wird den Mitgliedsfirmen der Verbände durch den Deutschen Beton-Verein gleichfalls zugehen. Die Zeugnisse müssen von den Studierenden bei Zulassung zur Diplomvorprüfung mit den übrigen Einreichungsunterlagen den Technischen Hochschulen vorgelegt werden.

Den Studierenden ist für ihre Arbeit eine Studienbeihilfe zu gewähren, deren Höhe sich nach den Leistungen und dem Arbeitswillen der Studierenden richten und im allgemeinen 400 bis 600 M monatlich betragen soll. Bei besonders guten Leistungen der Studierenden und besonderer Strebsamkeit kann die Beihilfe höher bemessen werden. Studierenden älterer Semester, welche freiwillig praktisch arbeiten oder auch in Konstruktionsbüros der Firmen tätig sind, können höhere Vergütungen gewährt werden.

In der fünfmonatigen praktischen Arbeitszeit sollen nachstehend verzeichnete Arbeitsgebiete bewältigt werden:

1. Erdbau, Grundbau, Wasserbau.
   Hand- und Baggerbetrieb einschl. Kippe. Rammarbeiten, Wasserhaltungs- und Wasserförderungsarbeiten.
2. Maurer- und Betonarbeiten.
   Praktische Mitarbeit bei Maurerarbeiten, Mörtelbereitung und Vermauerung; desgl. bei Betonarbeiten, möglichst Stampfbeton und Eisenbeton, Betonbereitung, Transport und Verarbeitung.
3. Eisenarbeiten für Eisenbetonbauten.
   Praktische Mitarbeit beim Biegen, Flechten, Montieren und Verlegen der Eiseneinlagen.
4. Schalungsarbeiten für Eisenbeton und Gerüste.
   Praktische Mitarbeit beim Vorrichten, Aufstellen der Schalung und Ausschalen, beim Abbinden und Aufstellen von Gerüsten.
5. Baumaschinenbedienung und Reparatur, Werkstättenbetrieb.
   Praktische Bedienung von Baumaschinen, Feststellung des Kraftbedarfs, Schmierölbedarf u. dergl.; Unterhaltung und Reparaturen der Maschinen, Einrichtung von Maschinenbetrieben, Werkstättenarbeit.

Allgemein gilt für die verschiedenen praktischen Arbeiten, daß in Verbindung mit der praktischen Tätigkeit in den einzelnen Arbeitsgebieten stets auch das Studium der zeichnerischen Unterlagen (Werkzeichnungen) erfolgt.

Der Deutsche Beton-Verein hat bei der Übersendung der einführenden Rundschreiben und Druckschriften seinen Mitgliedsfirmen mitgeteilt, der Vorstand des Vereins sei sich bei Niederlegung seiner Entschließung vom 27. Januar 1921 bewußt gewesen, daß er bei Durchführung seiner Pläne von den den Verbänden angeschlossenen Mitgliedsfirmen viel Verständnis, Zeit und Liebe zur Sache voraussetzen müsse, daß aber auf der anderen Seite die Heranbildung der Studierenden zu tüchtigen Ingenieuren auf diese Weise wirksam gefördert und auch bei den Studierenden das Verständnis für die Nöte und Sorgen ihrer arbeitenden Mitmenschen gehoben und so zur Ausgleichung und Milderung der Klassengegensätze beigetragen werden kann. W. Petry.

GERICHTLICHE ENTSCHEIDUNGEN.

Schädigung des Hauseigentümers durch Straßenhöherlegung.

(Nr. 6567.) (Nachdr. verb.) Das an einer Kreischaussee belegene Wohnhaus des Klägers hatte oft durch Überschwemmungen zu leiden, die dadurch entstanden, daß infolge Höherlegung der Chaussee dem Grundstück mehr Niederschlagswässer zuflossen als früher.

Der Kläger nahm nun den Kreis auf Ersatz des Schadens in Anspruch, der ihm durch die Höherlegung der Chaussee bzw. durch die Kellerüberschwemmungen zugefügt wurde, er drang aber mit seinem Anspruch nicht durch.

Das Reichsgericht wies die Klage ab, da das Straßenanliegerrecht gegen den vermehrten Zufluß von Niederschlagswässern infolge einer Straßenerhöhung keinen Schutz biete. Die Erhöhung der Straße — so heißt es in den Gründen — stellt sich nicht als eine Anlage dar, welche eigens den Zweck hatte, das Niederschlagswasser nach dem Grundstücke des Klägers abzuleiten. Die Rechtsstellung des beklagten Kreises als Eigentümer der Chaussee ist gegenüber dem Kläger dieselbe wie die eines sonstigen Grundstückseigentümers gegenüber dem Nachbar, und, da der Kreis bei Erhöhung der Straße sich innerhalb der Grenzen der ihm als Eigentümer der Straße zustehenden Befugnisse gehalten hat und die Straßenerhöhung nach dem Gesetz keinen Eingriff in das Eigentum des Klägers darstellt, so liegt auch keine entschädigungspflichtige Aufopferung von Rechten oder Vorteilen des Klägers zum Wohle des Gemeinwesens vor. Der Anspruch des Klägers findet daher im Gesetz keine Stütze. rd.

Hat der tantiemeberechtigte technische Angestellte Anspruch auf Vorlegung der Bilanz?

(Reichsger. III. 237/20.)

(Nr. 6563.) (Nachdr. verb.) Die Frage, ob auch technische Angestellte, die gegen Gehalt und Tantieme angestellt sind, Anspruch auf die Bilanzeinsicht haben, hat das Reichsgericht in einer neuen Entscheidung bejaht. Nicht wem, sondern daß der Prinzipal eine Tantieme als Dienstentlohnung zugesagt hat, ist das Entscheidende, so führte der höchste Gerichtshof aus. Bereits in einem früheren Urteile — III. 200/20 — hat der erkennende Senat dahin entschieden, daß ein Handlungsgehilfe auf eine ihm als Teil seines Diensteinkommens zugesicherte Tantieme auch dann einen klagbaren Anspruch hat, wenn — wie hier über den Betrag oder Prozentsatz keine Bestimmung getroffen ist. Die Bestimmung hat dann eben gemäß § 59 des Handelsgesetzbuchs zu erfolgen.

Was für die kaufmännischen Angestellten eines Kaufmanns gilt, trifft auch für die technischen Angestellten zu, da der § 612, Abs. 2 BGB. sachlich dieselbe Vergütungsvorschrift wie der § 59 des Handelsgesetzbuchs enthält und es für eine unterschiedliche Behandlung der Handlungs- und Gewerbegehilfen in bezug auf ein Tantiemeversprechen des Prinzipals an einem inneren Grunde fehlt. Es ist nicht abzusehen, weshalb die Bestimmung der Höhe der Tantieme beim technischen Angestellten nicht ebenso nach dem, was nach Ort und Art des Geschäfts- oder Fabrikbetriebes üblich ist, möglich sein sollte, wie bei dem kaufmännischen Angestellten. Wenn daher der beklagte Prinzipal meint, die streitige Vertragsklausel sei wegen Unbestimmtheit rechtsunwirksam, so ist dem nicht beizutreten. Wollte der Prinzipal die Einsicht des Klägers in die Bilanz verhüten, so stand es ihm frei, sich durch einen entsprechenden Vorbehalt im Vertrage dagegen zu sichern. Ein solcher Vorbehalt ist in der streitigen Tantiemevereinbarung nicht gemacht. Der Beklagte hat daher kein Recht, dem Kläger die Vorlegung der Bilanz zu verweigern und so dessen Anspruch wider Treu und Glauben zu vereiteln. rd.

Berechtigte Entlassung eines Baudelegierten wegen Arbeitsmangels.

(Gewerbeger. Bremen, 5. 8. 20.)

(Nr. 6569.) (Nachdr. verb.) Der an einem Bau des Beklagten beschäftigte Kläger war gemäß dem die Arbeitsbedingungen im Baugewerbe regelnden Tarifvertrage zum Baudelegierten gewählt worden; er genoß also den Schutz des Betriebsrätegesetzes.

Nun war der Bau, an dem der Kläger arbeitete, ziemlich vollendet, die noch auszuführenden Arbeiten waren abhängig von der Fertigstellung der Tischlerarbeiten, die infolge eines langen Tischlerstreiks sich sehr verzögerten, und infolgedessen entließ der Beklagte den Kläger, der zuletzt nur noch allein mit dem Polier auf dem Bau gearbeitet hatte.

Mit der Behauptung, er hätte als Baudelegierter unter allen Umständen bis zuletzt an dem Bau beschäftigt werden müssen, forderte der Kläger Weiterzahlung des Lohnes, er wurde aber mit seinem Verlangen vom Gewerbegericht Bremen abgewiesen.

Die Ansicht des Klägers läßt sich weder auf das Betriebsrätegesetz stützen, noch auf den Tarifvertrag, nach welchem das Amt des Baudelegierten erlischt, sobald die Arbeit an dem betreffenden Bau sich ihrem Ende nähert oder sobald sie beendet ist. Die Meinung des Klägers widerspricht sogar der Verordnung vom 12. Februar 1920, die genau festlegt, in welcher Weise bei Betriebseinschränkungen die Entlassung der Arbeitnehmer zu erfolgen hat, daß Betriebsratsmitglieder eine andere Stellung einnehmen als andere Arbeitnehmer, ist in der Verordnung nicht gesagt. Es muß daher davon ausgegangen werden, daß auch Mitglieder von Betriebsvertretungen bei Arbeitsmangel zur Entlassung gelangen können, wenn unter Beachtung dieser Verordnung der Zeitpunkt für ihre Entlassung gekommen ist. Andernfalls könnte es vorkommen, daß ein junges lediges Mitglied der Betriebsvertretung ständig in Arbeit bliebe, während ältere, verheiratete Leute entlassen würden. Hinzu kommt im vorliegenden Falle, daß der Kläger zur Zeit seiner Entlassung keine Gelegenheit mehr hatte, die Interessen seiner Arbeitskollegen gegenüber dem Bauunternehmer zu vertreten, denn außer ihm war ja nur noch der Polier an dem Bau tätig. Der Kläger war danach zur Zeit seiner Entlassung überhaupt nicht mehr als Baudelegierter anzusehen. rd.

PATENTBERICHT.

Wegen der Vorbemerkung (Erläuterung der nachstehenden Angaben) s. Heft 1 vom 15. Januar 1921, S. 30.

A. Bekanntgemachte Anmeldungen.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 2. Juni 1921.

Kl. 5 d, Gr. 8. G 50 933. Gesellschaft für nautische Instrumente m. b. H. in Kiel und Schachtbau Thyssen G. m. b. H., Mülheim, Ruhr. Gerät zur Messung der Abweichung von Bohrlöchern von der Senkrechten. 8. V. 20.

Kl. 19a, Gr. 14. C 28 728. The P. & M. Company, Chicago, V. St. A., Vertr.: Dr. Breitenbach, Pat.-Anw., Düsseldorf. Einteilige, federnde Schienenklemme. 31. I. 20.

Kl. 20i, Gr. 4. St 33 818. Adolf Stauß, Bahnhof Dortmunderfeld b. Dortmund, u. Fritz Hesse, Saarbrücken, Petersbergstr. 23. Selbsttätige Weichenschmierung. 22. XI. 20.

Kl. 20i, Gr. 11. S 51 778. Siemens & Halske Akt.-Ges., Siemensstadt b. Berlin. Elektrische Signalflügelsperre. 16. XII. 19.

Kl. 20i, Gr. 11. S 54 225. Siemens & Halske Akt.-Ges., Siemensstadt b. Berlin. Schaltung für elektrische Weichenstellwerke. 15. IX. 20.

Kl. 20i, Gr. 30. S 53 846. Siemens & Halske Akt.-Ges., Siemensstadt b. Berlin. Elektrische Zugsicherungsanlage; Zus. z. Anm. S 53 571. 28. VII. 20.

Kl. 20i, Gr. 35. N 18 591. The National Safety Appliance Co., San Francisco, California; Vertr.: F. A. Hoppen, Pat.-Anw., Berlin SW 68. Anordnung zur Überwachung und Veränderung des Feldes eines permanenten Magneten, insbesondere für Übermittelung von Signalen auf fahrende Züge. 20. II. 20.

Kl. 37a, Gr. 4. Sch 58 189. Wilhelm Schütz, Schloßstr. 19 und Werner Siebel, Lindenstr. 255, Düsseldorf. Hohlwand aus paarweis verlegten gleichen Rippenplatten; Zus. z. Pat. 323 911. 3. I. 20.

Kl. 42b, Gr. 23. S 54 907. Société Alsacienne de Constructions Mécaniques, Belfort; Vertr.: Dipl.-Ing. C. Fehlert, G. Loubier, F. Harmsen u. E. Meißner, Pat.-Anwälte, Berlin SW 61. Verstellbare Anreißvorrichtung. Frankreich 28. X. 20.

Kl. 42c, Gr. 19. Sch 60 663. J. Schneider, Zug, Schweiz; Vertr.: Dr. V. Schmidtlein, Pat.-Anw., Berlin SW 11. Gerät zum Messen der Entfernung mit einer Meßlatte. 5. II. 21. Schweiz 16. X. 20.

Kl. 65a, Gr. 5. N 18 754. Neufeldt & Kuhnke, Kiel. Vorrichtung zum Absuchen des Meeresbodens mittels eines bemannten Unterwasserfahrzeugs. 26. IV. 20.

Kl. 65a, Gr. 73. C 28 008. Walter Carlitschek u. Otto Zander. Hagenow i. Meckl. Tauchpanzer mit den äußeren Wasserdruck aufnehmenden Wänden. 22. IV. 19.

Kl. 80a, Gr. 26. G 50 203. Heinrich Groß, Görlitz, Fischerstr. 7. Vorrichtung und Verfahren zur Herstellung von an den Enden geschlossenen Hohlsteinen mittels der Strangpresse; Zus. z. Anm. G 49 481. 29. I. 20.

Kl. 80a, Gr. 46. Z 11 289. Fa. R. Zimmermann, Bautzen. Formrahmen zur Herstellung von Kunststeinen; Zus. z. Pat. 308 276. 9. XII. 19.

Kl. 80a, Gr. 48. Sch 56 611. Emil Schreiber, Konstanz. Presse zur Herstellung von mit Eisen o. dgl. bewehrten Dachziegeln. 27. X. 19.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 6. Juni 1921.

Kl. 19e, Gr. 1. M 64 778. Friedrich Müller u. Friedrich Römer, Grube Marga b. Senftenberg N. L. Vorrichtung zum Beseitigen von Erdmassen u. dgl. mittels Wurfräder. 30. I. 19.

Kl. 20i, Gr. 41. K 74 901. Johann Kelterbaum, Ellefeld i. Vogtl. Vorrichtung zum Anzeigen des Überfahrens eines Haltsignals. 30. X. 20.

Kl. 37a, Gr. 5. F 44 081. Friedrich Funck, Berlin-Lankwitz, Mühlenstr. 1. Verfahren zur Herstellung von Bauteilen mit Vorsatzbeton. 18. I. 19.

Kl. 37b, Gr. 3. D 37 355. Deutsch-Luxemburgische Bergwerks- und Hütten-A. G., Dortmund. Starrer Hängewerksbinder für Brücken, Hallen o. dgl. 24. III. 20.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 9. Juni 1921.

Kl. 5c, Gr. 4. M 64 608. F. W. Moll Söhne, Maschinenfabrik, Witten, Ruhr. Verbindungsschuh für winklig zueinanderstehende Teile des Grubenausbaus. 3. I. 19.

Kl. 19a, Gr. 10. R 48 672. Fernand Radelet, Brüssel u. Edmond Bonnet, Duden b. Brüssel; Vertr.: E. Peitz, Pat.-Anw., Berlin SW 68. Schienennagel oder Schwellenschraube mit abgeschrägter Kopfunterseite. 25. X. 19. Belgien 27. V. 19.

Kl. 20i, Gr. 35. G 47 717. Gesellschaft für drahtlose Telegraphie m. b. H., Berlin u. Dr. Hermann Gewecke, Nowawes. Signalvorrichtung für Lokomotiven o. dgl. 4. II. 19.

Kl. 37f, Gr. 5. K 75 879. Dr.-Ing. Matthias Koenen, Berlin, Bellevuestr. 5. Verfahren zur Herstellung von ringförmigen Umfassungswänden für turmartige Bauwerke mit Eisenbetonverstärkung. 12. I. 21.

Kl. 42c, Gr. 10. St 34 126. Max Stier, Radebeul, Bahnhofstr. 25. Lotwage an Meßlatten für Längenmessungen. 11. II. 21.

Kl. 80a, Gr. 42. K 65 229. Jean Ernest Kiefer, Lausanne, Schweiz; Vertr.: Dipl.Ing. Ph. Friedrich, Pat.-Anw., Berlin W 9. Vorrichtung zum Stampfen von Hohlsteinen. 19. XII. 17. Schweiz 8. III. 17.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 13. Juni 1921.

Kl. 20i, Gr. 5. P 40 505. Phönix Akt.-Ges. für Bergbau und Hüttenbetrieb, Abteilung Ruhrort, Duisburg-Ruhrort. Rückschlagende Weichenstellvorrichtung. 27. VIII. 20.

Kl. 20, Gr. 11. E 26 385. Eisenbahnsignal-Bauanstalt Max Jüdel & Co. Akt.-Ges., Braunschweig. Überwachungsvorrichtung für elektrisch betriebene Stellvorrichtungen für Signale u. dgl. 15. III. 21.

Kl. 20i, Gr. 11. S 52 753. Siemens & Halske Akt.-Ges., Siemensstadt b. Berlin. Stellvorrichtung für Signale o. dgl. 10. IV. 20.

Kl. 20i, Gr. 11. S 53 898. Siemens & Halske Akt.-Ges., Siemensstadt bei Berlin. Elektrisches Rangierweichenstellwerk. 5. VIII. 20.

Kl. 20i, Gr. 34. J 20 897. Fritz Joseph, Schwerte a. Ruhr. Signalapparat zum Anzeigen des Überfahrens von Haltesignalen. 15. X. 20.

Kl. 37b, Gr. 3. G 53 085. Adam Gaebelein, Karlsruhe i. B., Herrenstr. 12. Eisenbetonmastfuß. 14. II. 21.

Kl. 42c, Gr. 5. H 79 817. Dipl.-Ing. Franz Hagenauer, München, Frühlingstr. 14. Gerät zum Abstecken von Linien; Zus. z. Pat. 329 382. 28. I. 20.

B. Erteilte Patente.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 6. Juni 1921.

Kl. 19a, Gr. 19. 339 147. Dipl.-Ing. Fritz Hartmann, Berlin, Nürnbergerstr. 40. Schienenstoßverbindung mit Stoßlaschen. 18. XI. 19. H 78 996.

Kl. 20k, Gr. 9. 339 315. Allgemeine Elektrizitätsgesellschaft, Berlin. Kettenfahrleitung. 21. I. 20. A 32 845.

Kl. 42b, Gr. 23. 339 228. Grundmann u. Busch Maschinenfabrik, Leipzig. Anreißapparat mit einer gleichzeitig als Anzeiger dienenden Nadel. 10. X. 19. G 49 364.

Kl. 42b, Gr. 23. 339 319. Friedrich Hopf, Höchst a. M., Schleusenstr. 6. Verfahren und Apparat zum Anreißen der Stufen auf Treppenwangen oder dem gleichen Zweck dienenden Einrichtungen. 1. VII. 20. H 81 575.

Kl. 65b, Gr. 1. 339 239. Ludwig Sendker, Bremen, Brückenstr. 25. Aufschleppe für Schiffe; Zus. z. Pat. 334 944. 4. I. 20. S 51 921.

Kl. 84a, Gr. 3. 339 295. Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg A.-G., Nürnberg. Antrieb für Wehranlagen mit Doppelschützen und einem gemeinsamen Antriebmotor für die Schütztafeln. 27. II. 20. M 68 465.

Kl. 84a, Gr. 3. 339 296. Stauwerke A.-G., Zürich, Schweiz; Vertr.: W. Zimmermann u. Dipl.-Ing. E. Jourdan, Pat.-Anwälte, Berlin SW 61. Selbsttätige Vorrichtung zum Einstellen eines Wehrkörpers mittels eines Zylinderschützes. 26. V. 18. St 48 376. V. St. Amerika 6. II. 17 f. Anspr. 1—3.

Kl. 84a, Gr. 3. 339 297. Stauwerke A.-G., Zürich, Schweiz, Vertr.: W. Zimmermann u. Dipl.-Ing. E. Jourdan, Pat.-Anwälte, Berlin SW 61. Trommelwehr. 28. XI. 18. St 31 500. Spanien 18. V. 17.

Kl. 84b, Gr. 1. 339 298. Dr.-Ing. Emil Burkhardt, Stuttgart, Karlstr. 3. Verfahren zum Betrieb eines Tauchschleuse mit röhrenförmigem Schwimmtrog zur Aufnahme der Schiffe. 26. XI. 19. B 87 871.

Kl. 84c, Gr. 1. 339 299. Philipp Gelius, München, Albanistr. 2. Erdbohrer für Gründungsarbeiten. 8. I. 18. G 46 078.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 13. Juni 1921.

Kl. 20a, Gr. 14. 339 497. Maschinenfabrik Hasenclever, Akt.-Ges. u. Alfred Kretzschmar, Düsseldorf. Einrichtung zum Bewegen von Förderwagen auf schiefen Ebenen. 15. IX. 17. M 61 824.

Kl. 37a, Gr. 4. 339 505. Bacher & Baumeister Schwarz, Enns, Ober-Österr.; Vertr.: Dr.-Ing. B. Bloch, Pat.-Anw., Berlin NW 21. Hohlmauer aus Formsteinen. 15. I. 20. B 92 393. Österreich 30. I. u. 4. VIII. 19.

Kl. 37b, Gr. 3. 339 425. Christoph & Unmack Akt.-Ges., Niesky, O.-L. Aus mehreren untereinander verbundenen Streifen bestehender, gebogener Holzbauteil. 18. IV. 19. C 27 989.

Kl. 37f, Gr. 3. 339 582. Dr. Artur Guttmann, Düsseldorf, Breite Str. 27. Verfahren, Ölbehälter aus Beton durch Tränkung mit Wasserglas dauernd zu dichten. 11. X. 17. G 45 721.

Kl. 37f, Gr. 3. 339 583. Dr. Artur Guttmann, Düsseldorf, Breite Str. 27. Verfahren zur Herstellung von gegen Öl und ähnliche Flüssigkeiten dichten Betonbehältern. 11. IV. 18. G 46 525.

Kl. 84a, Gr. 3. 339 391. Felix Gremmels, Mannheim, Waldparkdamm 2. Doppelventil für Umlaufkanäle in Schleusen, Talsperren usw. 20. XI. 18. G 47 451.

BÜCHERBESPRECHUNGEN.

Die Brücke. Typologie und Geschichte ihrer künstlerischen Gestaltung.. Von Paul Zucker. Berlin 1921. Ernst Wasmuth A G. In Halbleinen geb. M 90.—. 216 Seiten mit 180 Abb.

Der Verfasser versucht im vorliegenden Buche eine Kunstgeschichte der Brücke zu schreiben, hierbei nicht nur dem geschichtlichen Werdegang folgend, sondern auch die ästhetischen Fragen behandelnd. Von vornherein muß hervorgehoben werden, daß der Verfasser mit großem Fleiße eine Menge Daten von Brückenbauten in Stein-, Eisen-, Beton- und Verbundbau zusammengetragen hat, daß er eine wertvolle Sammlung von allerdings mit wenigen Ausnahmen bereits bekannten ältesten, älteren und neuen Brückenbildern uns vorführt. Aus ihnen mag der Architekt manch Interessantes und für ihn Bildendes herauslesen, der Ingenieur, vor allem der Bauingenieur, wird allerdings vielem, was hier geboten wird, nicht immer seine Zustimmung zu gewähren vermögen. Die Aufgabe, die sich der Verfasser gestellt hat, ist eine außerordentlich schwierige und kann eigentlich nur von jemandem einwandfrei gelöst werden, der neben ästhetischem Urteil und architektonischem Stilgefühl eine umfassende Kenntnis der konstruktiven Ausgestaltung aller der Bauten mitbringt, die er historisch und künstlerisch werten will. Aus der Konstruktion entsteht die Form und die Konstruktion ist oft gerade im Brückenbau an eine so große Summe von Beeinflussungen, die in der Aufgabestellung liegen, gebunden, daß ohne tieferes Verständnis für das Bauingenieurwesen, namentlich den Brückenbau, die Abgabe von Werturteilen und eine historische Darstellung kaum möglich ist. Zudem aber müßte ein Verfasser, der sich der schwierigen vorliegenden Aufgabe unterziehen will, auch einen vollkommenen Überblick über das, was der Ingenieur geschaffen hat, besitzen. Dies scheint leider nicht der Fall gewesen zu sein, sonst wären eine Anzahl Bemerkungen im Text, die nicht widerspruchslos hingenommen werden können, wohl unterblieben, würde so manche Lücke in der Betrachtung sich nicht zeigen. Wenn z. B. der Verfasser auf S. 7 erwähnt, daß die Spannweite der einzelnen massiven Steinbögen heute bis auf fast 50 m erhöht worden ist, so stellt er sich mit dieser Ansicht auf einen Standpunkt, der schon 40 Jahre zurückliegt. Ist ihm nicht bekannt, daß wir in Deutschland den größten reinen Steinbrückenbogen in der Friedrich-August-Brücke in Plauen i. V. mit 90 m Spannweite haben, daß namentlich die großen Bruchsteingewölbe, wie sie in der Verlängerung der Höllentalbahn, im Pruthtal in Galizien, über dem Isonzo, in den neuen Alpenbahnen, sogar bereits in den 80 er Jahren in Frankreich (Linie Montauban—Castre) usw. erbaut wurden, weit über das Maß von 50 m hinausgehen und daß bei Brückenwettbewerben (z. B. Bonn) noch weit größere Spannweiten für Steingewölbe in Aussicht genommen waren? Nicht Beachtung finden ferner bei den Darlegungen die Leistungen der Mönchsorden im Brückenbau, der Zisterzienser und der Benediktiner in erster Linie, die in hohem Grade belebend auf den Brückenbau einwirkten, vorwiegend zunächst im Dienste der Kirche, um deren Kultusstätten zu erschließen. In gleicher Weise bedarf die Bemerkung auf S. 43, „daß es scheine, daß dem reinen steinernen Brückenbau als solchem keine formale Entwicklungsfähigkeit mehr beschieden sei", und (auf S. 44): „daß der einmal entstandene normative Typus vom Ausgange des 18. Jahrhunderts (ausgehend von den Brückenbauten Perronets) allen noch entstehenden Lösungen rein steinerner Brückenbauten in gleicher Weise zugrunde liegt", von Seiten des Ingenieurs scharfer Zurückweisung. Hierbei übersieht der Verfasser vollkommen die Entwicklung der Steinbrücken, welche seit Perronet sich gerade darin, auch in formaler Hinsicht, vollzog, daß an Stelle des sauber bearbeiteten Quaders mit seinen engen Fugen nach Vorgang der Franzosen heute vorwiegend der Bruchstein mit weiten Fugen getreten ist, daß erst durch seinen Einfluß die weitgespannten Steingewölbe möglich geworden sind, und daß sie wiederum zu Auflösungen der Stirnwand, zur Unterstützung der Fahrbahn durch gleichsam kleine, auf dem Gewölbe ruhende Viadukte usw. geführt haben; auch wird hierbei die für die Bogenform bestimmende Anwendung von Gelenken, d. h. die Ausbildung des Gewölbes als statisch bestimmter Dreigelenkbogen mit seiner größten Stärke zwischen Kämpfer und Scheitel vollkommen außeracht gelassen, Gesichtspunkte, die sowohl vom historischen wie vom ästhetischen Standpunkte als bedeutsam für die Entwicklung der Steinbrücken nicht hätten vernachlässigt werden sollen.

Bei dem Kapitel: Eisenbrücken mutet den Ingenieur u. a. die Erklärung für Hängebrücken eigenartig an: Nach dem Verfasser sind das (S. 88) solche Brücken, „bei denen die Fahrbahn an eisernen Ketten, Kabeln oder Fachwerk aufgehängt ist". Demnach würden die großen Rheinbrücken zu Bonn, Düsseldorf usw. zu „Hängebrücken" gehören! Gleich unverständlich ist bei zusammengesetzten Systemen die Erwähnung: „Vor allem die sehr häufige Zusammenstellung von Hängekonstruktionen (!) mit Auslegerbalkenbrücken." Noch schlimmer wird dann dieser statische Fehler und die Verwirrung der Begriffe auf den Seiten 110 und folgenden, auf denen der Verfasser Beispiele seiner zusammengesetzten Systeme bringt. „Vor allem ist eine Verbindung von Balkenbrücke mit Hängebrücke häufig und auch künstlerisch dankbar. Dabei ist der Balkenträger meist in Form eines Auslegerträgers verwandt, aus dem sich der durchgehende Balkenträger (Gerberträger) und später eine Konstruktionsform entwickelt, die sich aus Kragträgern und zwischen ihnen eingehängten Balkenträgern zusammensetzt. Die Stützpunkte der Hängekonstruktionen ruhen bei diesen zusammengesetzten Systemen senkrecht über der Auflagerfläche des Auslegerträgers." Und das geht dann in gleichem Fahrwasser so weiter: die Firth of Forth-Brücke hat einen „eingehängten, abgestumpften Bogenbalkenträger" (!) „bei der Bremer Weserbrücke wird die Schwingung der Hängebrücke unterbrochen" usw.

Sehr strittig ist auch die Wertung, welche den Querverbänden eiserner Brücken, wie z. B. der Brücke in Fordon zuteil wird, die in ihrer Gesamtwirkung anklingen sollen an offene Säulenhallen, an eine hölzerne Pergola usw.; ist doch gerade hier die versteifende Rahmenwirkung das aus der Beanspruchung der Brücke durch Wind und Verkehr gegebene Baumotiv, zeigt sich doch gerade hier, was der Verfasser auf S. 88 allgemein bestreitet, („bei einer eisernen Brücke kann nie von Gestaltung des Raumes gesprochen werden"), daß es sich hier um eine vollendete Raumwirkung handelt und gerade der Eisenbau nicht nur als ebenes Liniensystem gewürdigt werden darf, und zwar um so weniger, als für den Beschauer in den meisten Fällen die Eisenbrücke tatsächlich als Raumgebilde erscheint. Noch weniger wird der Ingenieur dem Werturteil zuzustimmen vermögen, daß die alten Brücken mit geschlossenen Blechträgern eine künstlerische Gestaltung erschwerten. Es gibt sehr viele Ingenieure und auch Architekten, welche gerade diese Art von Brücken, die zwar wirtschaftlich und technisch nicht einwandfrei sind, für die hervorragendsten künstlerischen Leistungen der Ingenieurkunst wegen der Ruhe und Geschlossenheit ihrer Form, der alles beherrschenden Linie und Fläche ansehen und in der vom Verfasser dargestellten Britanniabrücke eine Leistung von höchstem ästhetischem Werte anerkennen. Mit gleicher Verwunderung werden Ingenieure und viele Architekten das ästhetische Urteil über die Müngstener Brücke aufnehmen: „Trotz der starken Dimensionierung der einzelnen Stäbe wirken diese ebenso wie der Bogen innerhalb der Landschaft viel zu weitmaschig. Da keine charakteristische Linienführung oder Silhouette hervortritt, wird die Landschaft durch das Bauwerk gleichsam zerschnitten." Ich glaube, daß jeder, der einmal vor der Müngstener Brücke gestanden und gesehen hat, wie sie in der Gewaltigkeit ihrer Linien und Abmessungen, mit der Kraft ihres Einbindens in den Felsen des Tales die Landschaft beherrscht und sich zum Mittelpunkt des ganzen Erlebens hier macht, der gesehen hat, wie die Betonung der Fahrbahnlinie und ihrer Wichtigkeit für das Bauwerk dieses heraushebt, entgegengesetzt urteilt!

Bei dem Abschnitte, der sich mit den Beton- und Eisenbetonbrücken befaßt, werden die eigentlichen Balkenbrücken, gebildet aus

Plattenbalken oder selbständigen Trägern mit versenkter Fahrbahn, nicht behandelt, da sie „allesamt eine künstlerische Gestaltungsmöglichkeit nur schwer zulassen". Auch hier scheinen dem Verfasser neuere Brücken nicht gegenwärtig gewesen zu sein, wie sie u. a. in Pforzheim (z. B. Möllerbrücken), an manchen anderen Stellen als Auslegersysteme und als ästhetisch wohl gelungene Bauten zur Ausführung gelangt sind. Besprochen werden kurz nur zwei Vierendeelbauten: die Brücke in Freudenstadt und die bekannte Bejabrücke in Tunis, von denen die letztere freilich statisch unrichtig angesprochen wird, da bei ihr „der obere Bogen (in Wahrheit der Druckgurt des Pfostenfachwerkes) die Fahrbahn zu tragen scheint". Gerade hier wäre die Kritik des Ästhetikers am Platze gewesen, da bei dieser Brücke durch Einfügung der oberen bogenförmigen Abschlüsse zwischen den Vertikalen eine Bauform in den Träger gebracht wird, die nichts mit dem zu ihm verwendeten Material und seiner statischen Wirkung, also dem Lauf und der Art der Kräfte zu tun hat, die nur die Systemsart verschleiert. — Bei den reinen Betonbogenbrücken wird als bezeichnende Eigenart die langgestreckte Kurve des Flachbogens hervorgehoben. Das ist an und für sich nicht richtig, da auch mit jedem einwandfreien Natursteinmaterial sich die gleiche Wirkung erreichen läßt wie mit Stampfbeton und auch vielfach gewonnen worden ist. Wenn hierbei dem Betonmaterial die Eigenschaft zugeschrieben wird, zu besonders „langer Streckung des Bogens" zu führen (S. 120), so ist das ästhetisch nicht einwandfrei. Beton schichtet ebenso wie der Stein, das Eisen streckt! Zudem sind in diesem Abschnitte Beton- (d. h. Stampfbeton) und Eisenbetonbogenbrücken nebeneinander behandelt, obwohl doch gerade letztere sich durch besondere Massenabwägung, eigenartige Unterstützung der Fahrbahn, Straffheit der Formen herausheben. Auf den grundlegenden, die Abmessungen des ganzen Brückenbauwerkes bestimmenden Unterschied, daß beim reinen Stein- und Stampfbetonbau das Material fast ausschließlich gedrückt wird, bei Eisenbetonbau aber auch erhebliche Zugspannungen auftreten und starken Verbiegungen Rechnung zu tragen ist, geht der Verfasser leider mit keinem Worte ein. Ohne eine Kenntnis der Spannungs- und Beanspruchungsvorgänge kann man aber kein Ingenieurbauwerk bewerten! Und doch ist der große Gedanke, der die Entwicklung der Massivbrücken beherrscht, ein so einfacher und klarer. Von der aus sauberen großen Quadern gefügten Steinbrücke, bei der alles auf den Stein und dessen Druckbelastung ankommt, gelangt man allmählich zu den Brücken mit rohen Bruchsteinen, bei denen sowohl Stein als Mörtel gleichwertig sind. Es folgen die Bauten aus Beton, bei denen immer mehr der Stein dem Mörtel gegenüber in den Hintergrund tritt, aber immer noch das Gewölbe ausschließlich Druckglied ist. Durch den Beton sind dann die Vorbedingungen geschaffen, um durch Einfügen von Eisen die Konstruktion nicht nur druckfest, sondern auch zugsicher auszubilden. Es entstehen die Eisenbetonbrücken. Bei dieser Sachlage wäre es richtiger und organischer gewesen, die reinen Betonbrücken gemeinsam mit den Steinbrücken zu behandeln; sie gehören zu ihnen.

Leider fehlen bei den Verbund-Bogenbrücken Beispiele von Brücken, bei denen das Gewölbe in einzelne Tragrippen aufgelöst ist, die entweder als Querschnitt die Form des Plattenbalkens oder die eines einfachen Rechtecks zeigen. Auch hat sich der Verfasser das wohl eindruckvollste und ästhetisch hochbefriedigende Beispiel einer Eisenbetonbogenbrücke, die 100 m weit gespannte Talbrücke in Langwies in der Schweiz bei seinen Betrachtungen entgehen lassen. Von Brücken mit angehängter Fahrbahn wird nur die veraltete Brücke in Chippis erwähnt und die Brücke in Kaltental (Oberpfalz) vorgeführt. Hier wäre die Behandlung der Frage, die ja auf die formale Ausgestaltung der Brücke Einfluß hat, zu behandeln gewesen: Aufnahme des Horizontalschubes des Bogens durch ein Zugband oder Zerschneiden der Fahrbahn sowie Ummantelung der Hängestäbe oder deren Bau nur in Eisen.

Besonders behandelt sind Aquädukte und Viadukte. Hier wären die gotischen alten Aquädukte immerhin erwähnenswert gewesen, von denen namentlich der zu Perugia mit seinen dicken Pfeilern und kleinen Spitzbogenöffnungen in der Entwicklung der Steinbrücken etwas ganz Einzigartiges darstellt.

Eigenartig berührt den Ingenieur weiter, daß (S. 145) „bei fast allen steinernen Viadukten, um den Eindruck ermüdender Gleichförmigkeit zu vermeiden, ein Wechsel der Pfeiler- und Bogenform gewählt ist". Bezüglich der Bogenform ist das nicht richtig, gemeint ist wahrscheinlich die Weite, und zudem sind es doch mannigfache andere Gründe, welche neben den ästhetischen Überlegungen zur Anordnung der Gruppenpfeiler und zur Wahl verschiedener Spannweiten führen: wirtschaftliche Materialausnutzung, bedingt durch die verschieden große Viadukthöhe, Sicherung gegen Einsturz des ganzen Viaduktes oder größerer Teile von ihm bei Zerstörung einer Öffnung, Wiederbenutzung von Lehrgerüsten usw.

Die obigen Ausstellungen, denen man noch manch andere, die sich namentlich auch auf Bezeichnungen usw. erstrecken, hinzufügen könnte, lassen erkennen, daß der Ingenieur das ihm hier gebotene, arbeitreiche Buch nicht ohne z. T. herbe Kritik hinnehmen kann. Die gestellte Aufgabe ist eben keine, die einseitig von einem Künstler und Ästhetiker gelöst werden kann; hier hätte es der gemeinsamen Arbeit des Ingenieurs und des Künstlers bedurft. Daß heute eine Brücke nicht nur als eine Ingenieurleistung bewertet wird, sondern auch künstlerische Werte in sich schließen muß, ist nicht nur das Verdienst der Baukünstler, sondern in erster Linie das des schaffenden Ingenieurs, der erkannt und durch die Tat in den letzten Jahrzehnten bewiesen hat, daß er aus der Art und dem Verlaufe der Kräfte, aus seinem Baustoff und den allgemeinen Richtlinien seiner Aufgabe heraus, namentlich auch der Umwelt seines Baues, die Schönheit seines Bauwerks zu entwickeln hat, der weiß, daß in den meisten Fällen Einfachheit und Wahrheit gleichbedeutend mit Schönheit sind. Deshalb wird auch für den technisch feiner gebildeten Bauingenieur das Zuckersche Buch zwar manche neue Kenntnisse bringen, ihm aber an ästhetischem Kunstempfinden und Kunstschaffen nicht allzu viel zu gewähren vermögen. Mehr kann der Architekt aus dem Werke entnehmen, ob er aber bei seinem Studium in die Gedankenarbeit des Ingenieurs, die man zur Beurteilung seines Werkes kennen sollte, vollkommen richtig eingeführt wird, mag Zweifeln unterzogen werden. M. Foerster.

Das Trocknen mit Luft und Dampf. Erklärungen, Formeln u. Tabellen f. d. prakt. Gebrauch von E. Hausbrand. 5. Aufl. 185 S. Verlag von Julius Springer, Berlin, 1920. Geb. M. 42.

Der „Hausbrand, Trocknen mit Luft und Dampf" ist für diesen Wissenszweig ein grundlegendes Werk, wie etwa der Bach für Maschinenelemente. Die in der technisch-physikalischen Literatur zerstreuten Grundlagen sind darin gesammelt und für den besonderen Verwendungszweck zusammengestellt und zubereitet. Die außerordentlich vielgestaltigen Formzustände der Übertragungsmittel der Trocknung sind aber auch für den Gebrauch so bequem und übersichtlich wie möglich dargestellt. — Stark erweitert bietet die neue Auflage die Möglichkeit, die Aufgaben sowohl im Rechnungsgang als auch mittels der Kurventafeln zu lösen sowie endlich auch für eine ganze Reihe von Fällen nach den reichhaltigen Tabellen zu bestimmen. Jedem Abschnitt sind noch Rechnungsbeispiele angefügt. Der neuerdings immer mehr bewerteten erhöhten Wirtschaftlichkeit durch Wiedergewinnung der abgehenden Wärmemengen ist voll Rechnung getragen. Über den unmittelbaren Trocknungsprozeß hinausgehend, sind noch mechanische Entwässerung, Heizfläche und Wärmeverlust, Art und Gestaltung des Trockengutes, Bewegungswiderstände der Luft, Schornstein und Gebläse behandelt. Endlich sind noch für vielerlei Trockengut die üblichen Werte und gewonnenen Betriebsergebnisse mitgeteilt.

Die Versehen in der Angabe der Tafeln auf S. 32/33 und die Unstimmigkeiten auf S. 40/41, die vermutlich aus der Übernahme aus älteren Auflagen herrühren, sowie den Druckfehler in Formel 83 wird man bei aufmerksamem Lesen ohne weiteres finden.

Den Wert der Trocknung von Früchten und Nahrungsmitteln für das Volk hat der Krieg erwiesen. Der Hausbrand bietet die Mittel zur sachgemäßen Durchführung und Vermeidung von Fehlern. Die Tatsache der 5. Auflage spricht schon als genügende Empfehlung für das Werk. Die Tafelausstattung ist vorkriegsmäßig sauber.

Wentzel.

Handbuch für Eisenbetonbau. Bd. 8. 2. Lieferung: Bauunfälle. II. Aufl. mit 262 Textabb., bearbeitet von Dr.-Ing. Oberbaurat F. Emperger, Regierungsrat im Patentamt, Wien. Verlag Ernst & Sohn, Berlin 1920. Preis 48 M.

In dem vorliegenden Teil des Handbuches werden besprochen und eingehend gewürdigt: Bauunfälle durch elementare Gewalt, durch Mangel an Verantwortlichkeitsgefühl, durch Fehler beim Entwurf bzw. der Ausführung und durch nachträglich zerstörende Einflüsse. In einem Schlußabschnitte sind dann die Wiederherstellungsarbeiten erörtert an gefährdeten, fehlerhaften oder zu schwachen Bauteilen. Da die Bauunfälle vom Verfasser mit Recht als Lehrmeister für den Fortschritt bezeichnet werden, so ist es gegeben, daß der vorliegende Teil des Handbuches alle Kreise, die sich mit dem Verbundbau befassen, angeht und sein Studium in allen Einzelheiten auf das wärmste empfohlen werden kann. Hierzu gibt aber nicht nur die Materie als solche, sondern auch die vorbildliche Art Veranlassung, in der hier die Unfälle von einem Fachmann mit großer Erfahrung und kritischem Verständnis beurteilt werden. Deshalb wird auch dieser Teil des Handbuches für Eisenbeton allen Fachgenossen ebenso willkommen wie lehrreich sein. Es gibt — soweit mir bekannt — kein anderes Werk in der ganzen, einschließlich der ausländischen Fachliteratur, in dem die Unfälle im Verbundbau so erschöpfend und in großem Zusammenhange beurteilt werden, wie in der Empergerschen hier vorliegenden Bearbeitung. M. F.

Berichtigung.

In der Einleitung der Beschreibung des Wettbewerbes für Entwürfe zu einer Verbindung zwischen Aalborg und Nörresundby heißt es in Heft 12 auf S. 315 unter I. Preisgekrönte Entwürfe. 2. Preis: 12 500 Kronen, Entwurf Nr. 39 „Dannebroge". Dies ist irrtümlicherweise so aufgefaßt worden, als ob dem Entwurf „Dannebroge" der zweite Preis erteilt worden wäre. Das trifft nicht zu. Es soll heißen: „Zweitens. Preis 12 500 Kronen." Den Entwürfen „Vidtspaendende" und „Dannebroge" ist je ein gleicher, erster Preis von 12 500 Kronen erteilt worden.

Für die Schriftleitung verantwortlich: Geheimrat Dr.-Ing. E. h. M. Foerster, Dresden. — Verlag von Julius Springer in Berlin W.
Druck von H. S. Hermann & Co., Berlin SW 19, Beuthstrasse 8.

DER BAUINGENIEUR

2. Jahrgang 31. August 1921 Heft 16

DIE WASSERSTRASSENVERBINDUNGEN ZWISCHEN NORD- UND SÜDDEUTSCHLAND.

Von Oberbaurat O. Höch, Hamburg.

Noch bevor das Deutsche Reich auf Grund der neuen Reichsverfassung die Wasserstraßen in sein Eigentum und seine Verwaltung übernommen hat, hat es die ersten Bauraten bewilligt einmal für die Neckarkanalisierung von Mannheim bis Plochingen und das andere Mal für die Kanalisierung des Mains von Aschaffenburg bis Bamberg, der Donau von Kelheim bis zur Landesgrenze und den Kanal von Bamberg bis Nürnberg. Was diesen Unternehmungen ihr besonderes Gepräge gibt, ist der Umstand, daß die geplanten Kanalisierungen nicht allein der Schiffahrt, sondern auch der Erzeugung von elektrischem Strom dienen und daß der letztere die Unternehmungen überhaupt wirtschaftlich machen soll. Der Gedanke der Stromerzeugung in Verbindung mit der Verbesserung oder Schaffung von neuzeitigen Wasserstraßen soll, obwohl schon einzelne derartiger Beispiele vorliegen, in diesen Fällen zum ersten Mal planmäßig im Großen durchgeführt werden. Und von diesem Gesichtspunkte aus betrachtet wird das Jahr 1920 in der Geschichte des deutschen Wasserbaues und der deutschen Wasserwirtschaft einen Markstein bilden und für lange Zeit bedeutungsvoll bleiben. In weiterer Hinsicht ist das abgelaufene Jahr bedeutungsvoll, als in ihm nach jahrzehntelangen Kämpfen die sachliche Entscheidung über die Führung des Mittellandkanals gefallen ist. Wenngleich die endgültige Entscheidung noch aussteht, so kann doch, nachdem die Reichsregierung und die Regierungen aller in Betracht kommenden Länder sich jetzt über die Linienführung geeinigt haben und diese Linienführung von der preußischen Landesversammlung einstimmig angenommen ist, an der noch ausstehenden Entschließung des Reichstages, in dem eine grundsätzliche Gegnerschaft nicht besteht, wohl nicht mehr gezweifelt werden. Diese drei Wasserstraßenzüge bilden einen Gesamtplan von solcher Großartigkeit und Bedeutung, daß er sich dem großen Plan von Freycinet aus dem Jahre 1879 ebenbürtig zur Seite stellen kann, ja ihn übertrifft, wenn man die Größe der verkehrenden Schiffe in Vergleich stellt. Der französiche Plan erstreckte sich auf den Ausbau von 1400 km neuer Kanäle und von 4000 km Flußregulierungen sowie die Verbesserung von 3600 km bestehender Kanäle; demgegenüber kommen bei den deutschen Plänen allerdings nur 814 km, und wenn wir die für später in Aussicht genommenen Strecken Nürnberg—Kelheim—Regensburg, Plochingen—Ulm und Ulm—Kelheim hinzurechnen, 1232 km neuer Wasserstraßen in Betracht. Während aber die französischen Wasserstraßen nur für die Penische, die bei einer Länge von 38 m, einer Breite von 5 m und einem Tiefgang von 1,8 m nur eine Tragfähigkeit von rd. 250 t besitzt, als Regelschiff berechnet waren, sollen auf dem Mittellandkanal Schiffe von 1000 t und auf den süddeutschen Wasserstraßen solche von 1200 t Tragfähigkeit verkehren.

Durch das Reststück des Mittellandkanals von Hannover bis zum Ihlekanal soll die so lang ersehnte und erstrebte Verbindung zwischen dem westlichen und östlichen Wasserstraßennetz hergestellt und ein zusammenhängendes, vom Rhein bis zur Oder reichendes Gesamtnetz geschaffen werden. Diesem norddeutschen Wasserstraßennetz fehlt aber hinsichtlich der Abmessungen noch die Einheitlichkeit. Es wird Aufgabe der Zukunft sein, allmählich auch diese Einheitlichkeit herzustellen, wozu schon die verschiedensten Ansätze vorhanden sind. Der fertiggestellte Teil des Mittellandkanals wird nach Durchführung geringer Nacharbeiten und Hebung des Wasserstandes um 0,50 m zur Aufnahme der 1000-t-Schiffe geeignet sein, die neuesten Schleusen der oberen Oder vermögen schon Schiffe dieser Größe aufzunehmen, die Oder-Spree-Wasserstraße wird gleichzeitig mit dem Mittellandkanal teilweise entsprechend ausgebaut. In nicht ferner Zukunft wird demnach das norddeutsche Wasserstraßennetz auch hinsichtlich der Schiffsgrößen einheitlich gestaltet sein und dem süddeutschen Netz annähernd gleich leistungsfähig gegenüberstehen. Auf die Anregung, die Entwürfe derart vorzubereiten, daß später Schiffe größerer Abmessungen bis zu 2000 t und darüber verkehren können, sei hier nur beiläufig hingewiesen.

Für die nächste Zukunft gilt es nunmehr, die Verbindung zwischen dem norddeutschen und süddeutschen Wasserstraßennetz vorzubereiten, wobei gefordert werden muß, daß sie nicht an dem Mittellandkanal Halt machen darf, sondern bis zu den norddeutschen Seehäfen durchgeführt werden muß.

Die Abzweigung des Rhein-Herne-Kanals bei Ruhrort liegt Rotterdam und Antwerpen so nahe, daß der den Rhein abwärts gehende Verkehr diese ausländischen Häfen aufsuchen und nicht den weiten Weg über den Dortmund-Ems-Kanal nach Emden, geschweige denn über den Mittellandkanal und die Weser nach Bremen wählen wird. Gerade durch den Rhein-Herne-Kanal ist der Einfluß der ausländischen Häfen bis nach Westfalen hinein ausgedehnt worden zum Schaden der deutschen Seehäfen. Gelingt es der Entente, den Bau des Rhein-Maas-Schelde-Kanals nach Antwerpen durchzusetzen, so wird das Einflußgebiet dieses Hafens noch mehr zunehmen und eine weitere Benachteiligung der deutschen Häfen die Folge sein. Man wird deutscherseits die Hoffnung hegen dürfen, daß Holland, dessen Gebiet der Rhein-Maas-Schelde-Kanal unbedingt durchschneiden muß, seine Zustimmung versagen wird, denn dieser Kanal wird zweifellos einen wesentlichen Teil des jetzt Rotterdam zufallenden Verkehrs nach Antwerpen ablenken. Immer und immer muß die Forderung wiederholt werden, das deutsche Wirtschaftsleben von seiner Abhängigkeit von den ausländischen Seehäfen Rotterdam, Amsterdam und Antwerpen soweit als irgend möglich frei zu machen und den Verkehr den deutschen Seehäfen zuzuführen. Das kann einmal geschehen durch eine möglichst direkte Verbindung derselben mit dem rheinisch-westfälischen Industriegebiet, um hier den ausländischen Einfluß zurückzudrängen, und zweitens durch eine Verbindung mit Süddeutschland. Im folgenden wird nur von der letzteren die Rede sein.

Es stehen zwei Wege zur Verfügung, von denen der eine über die Elbe und Saale, der andere über die Werra oder Fulda nach Süden führt.

In der preußischen Mittellandkanalvorlage ist vorgesehen, die Saale bis Kreypau oberhalb Merseburg, der Abzweigungsstelle des nach Leipzig führenden Elster-Saale-Kanals, zur Aufnahme von 1000-t-Schiffen zu kanalisieren. Von den Beteiligten wird schon die Fortsetzung der Kanalisierung bis zur Mündung der Unstrut bei Naumburg gefordert. Sie wird zweifellos noch weiter über Jena hinaus geführt werden können, um dann in einem Kanal, der nach Durchbrechung des Frankenwaldes im Tal der Rodach, eines Nebenflusses des Mains, zu diesem hinabsteigt, ihre Fortsetzung zu finden. Die zurzeit nur bis Bamberg vorgesehene Kanalisierung des Mains wird

dann weiter aufwärts bis zur Mündung der Rodach zu verlängern sein. Durch diese Linie erhält auch der Teil Deutschlands östlich der Elbe Verbindung mit dem Süden. Die Verbindung mit den Seestädten ist eine gleichmäßige. Hamburg wird über die Elbe unmittelbar, Lübeck über den Elbe-Trave-Kanal erreicht, nach Bremen ist die Entfernung von Magdeburg über den Mittellandkanal und den hannoverschen Zweig des Hoyaer Kanals ebenso weit wie nach Hamburg.

In der ersten Mittellandkanalvorlage war geplant, die Weser von Hameln abwärts bis Bremen zu kanalisieren, um ihr das zur Speisung des Kanals benötigte Wasser bei Minden entnehmen zu können. Dieser Plan ist später aufgegeben worden. An die Stelle der Kanalisierung ist die Niedrigwasserregelung und die Erbauung von Stauseen im Eder- und Diemeltal getreten, die das Speisewasser für den Kanal liefern.

Für den Ausbau der Weser auf Niedrigwasser von Minden abwärts sind der endgültigen Berechnung der Ausbauquerschnitte die folgenden Mindesttiefen des Fahrwassers bei erhöhtem Mittelkleinwasser zugrunde gelegt[1]):

Von Minden bis zur Diemelmündung (Karlshafen) .	1,10 m
Diemelmündung—Hameln	1,25 „
Hameln—Werremündung (13 km oberhalb Minden)	1,35 „
Werremündung—Minden	1,50 „
Bei Minden (km 201,25 bis 207,20)	1,40 „
Minden—Auemündung (Nienburg)	1,50 „
Auemündung—Allermündung	1,60 „
Unterhalb der Allermündung	1,60 „

Mittelkleinwasser (MKlW) bezeichnet an der Weser die Wasserstände, die den mittleren kleinsten Abflußmengen entsprechen, erhöhtes Mittelkleinwasser (EMKlW) die durch den Zuschuß aus den Talsperren der Eder und Diemel erhöhten Wasserstände, die abgesehen von ganz ungewöhnlich trockenen Jahren infolge des entsprechend geregelten Zuschusses aus den Talsperren nicht mehr unterschritten werden sollen.

Neuerdings sind „Untersuchungen darüber eingeleitet worden, im oberen Quellgebiet andere große Talsperren zu erbauen, um die Fahrwassertiefe de Stromes weiter zu erhöhen, so daß sie wenigstens unterhalb Minden nie geringer als 1,80 m sein wird. Dagegen kann erwogen werden, von Minden bis unterhalb Karlshafen, wo das Gefälle besonders stark ist und wo auch mit Zuhilfenahme von Talsperren kaum 1,80 m dauernde Tiefe zu erzielen sein werden, Staustufen einzulegen“[2]).

Dieses Urteil beweist, daß es selbst durch Niedrigwasserregelung und Zuschuß aus allen nur möglichen Talsperren nie gelingen wird, die Weser unterhalb Mindens zu einer Wasserstraße auszugestalten, die imstande ist, die mit ihrem Tiefgang von 2 m eine Wassertiefe im Strom von 2,20 m fordernden 1000-t-Schiffe unserer neuzeitigen Kanäle jederzeit aufnehmen zu können. Aus dieser Erwägung heraus hat sich auch Bremen neuerdings entschlossen, die Verbindung mit dem rheinisch-westfälischen Industriegebiet nicht mehr über die Weser und den Mittellandkanal, sondern über den Bramscher Kanal anzustreben.

Wir können somit die Weser nicht als ein vollwertiges Verbindungsglied des norddeutschen und süddeutschen Wasserstraßennetzes ansprechen und sind aus dieser Erkenntnis heraus gezwungen, einen anderen Weg zu suchen. Ein solcher bietet sich durch den von Rehder entworfenen Leinekanal[3]). Bevor wir jedoch auf diesen eingehen, muß die Verbindung zwischen dem Mittellandkanal und den Seestädten Bremen und Hamburg als den beiden wichtigsten kurz besprochen werden.

Für die Verbindung zwischen dem Mittellandkanal und den Hansestädten sind abgesehen von der Weser die folgenden vier Kanallinien in Vorschlag gebracht, die nach der Zeitfolge ihrer Veröffentlichung besprochen werden sollen.

1. Der Nord-Süd-Kanal von Rehder (in dem beigefügten Lageplan mit I bezeichnet). Er geht von der früheren Nordlinie des Mittellandkanals bei Leiferde ab, zieht fast genau nach Norden über Ülzen und Lüneburg und gabelt sich unterhalb dieser Stadt in zwei Arme, von denen der eine zur Elbe bei Hoopte und weiter nach Hamburg führt, während der andere die Elbe bei Lauenburg erreicht und hier Anschluß an den Elbe-Trave-Kanal nach Lübeck findet. Zur Vermeidung der vielen, in dem ersten Entwurf vorgesehenen Schleusen

sind in dem zweiten Entwurf ein bis zu 18 m tiefer Einschnitt und zwei Hebewerke bei Ülzen und Lüneburg vorgesehen, zu denen in dem Hamburger Zweig noch eine Schleuse bei Bardowiek, in dem Lübecker Zweig die den Kanal gegen die Elbe abschließende Schleuse bei Hohnstorf hinzutreten. Die Länge in Richtung Hamburg beträgt 131 km und mit Berücksichtigung der drei Staustufen rd. 142 Betriebskilometer. Da jetzt die Nordlinie aufgegeben ist, wird man den Nord-Süd-Kanal in seinem südlichen Verlauf weiter nach Osten verlegen und seinen Anschluß an die Mittellinie des Mittellandkanals östlich der Schleuse von Allerbüttel wählen müssen. Die Länge wird dann nur um 1 km vermehrt. Der Anschluß nach Osten zur Elbe wird damit allerdings wesentlich abgekürzt; diese Abkürzung ist aber nicht von Wert, da hier keine wirtschaftlichen Gebiete erschlossen werden und schließlich auch die Elbe durch ihre Nähe in Wettbewerb tritt. Dagegen wird der Weg in westlicher Richtung nach Rheinland-Westfalen und in südlicher Richtung nach dem Leinetal ganz bedeutend verlängert, so daß heute der Nord-Süd-Kanal wohl schwerlich noch in Frage kommen kann.

---

[1]) Muttray und Soldan, „Der Ausbau der Weser auf Niedrigwasser“, (Zeitschrift für Bauwesen 1919, Heft 1—6).

[2]) Sympher, „Flußwasserkräfte und Elektrizitätsversorgung in Deutschland“ (Vortrag gehalten auf der Jahresversammlung des Verbandes deutscher Elektrotechniker in Hannover am 24. Dezember 1920, Elektrotechnische Zeitschrift, Heft 38, Seite 745).

[3]) „Der Nordsüdkanal und das zukünftige mitteldeutsche Kanalnetz zwischen Weser und Elbe mit Anschlüssen an die Donau und Oder und an den Main und Rhein“, Lübeck 1918.

2. Der Nord-Süd-Kanal von Franzius (in dem Lageplan mit II bezeichnet). Er nimmt seinen Anfang nordöstlich von Hannover, geht über Celle, Munster, Amelinghausen zur Elbe bei Fliegenberg und entsendet ebenfalls einen Zweig nach Lauenburg zum Anschluß an den Elbe-Trave-Kanal. Er fällt von dem Mittellandkanal in + 49,8 m NN zunächst zur Allerhaltung in + 37,5 m, steigt dann in der Lüneburger Heide mit zwei Staustufen auf + 80 m und fällt mit weiteren drei Staustufen von 30, 30 und 20 m Gefälle wieder zur Elbe ab. Wegen der Speisungsschwierigkeiten sollen Hebewerke oder Schneidersschleusen Verwendung finden. Da die Brauchbarkeit der letzteren aber noch nicht einwandfrei nachgewiesen ist, dürfte es gewagt sein, für einen Kanal von solcher Bedeutung einzig und allein solche neuartigen, noch nicht erprobten Bauwerke in Betracht zu ziehen. Die Länge dieses Kanals zwischen dem Mittellandkanal und der Elbe beträgt 123 Streckenkm und mit den 6 Staustufen 141 Betriebskm.

3. Der Bramscher Kanal[4]) (im Lageplan mit III bezeichnet). Er zweigt von dem Mittellandkanal etwa 10 km östlich von Bramsche ab, zieht über Harpstedt zwischen Bremen und Delmenhorst hindurch und erreicht die Weser 10 km unterhalb der Kaiserbrücke in Bremen. Seine Verlängerung nach Hamburg bildet der Stader-Kanal, der die Weser rechtwinklig kreuzt und über Bremervörde nach Stade und von hier gleichlaufend mit der Elbe bis Moorburg unterhalb von Harburg verläuft. In dem Bramscher Kanal bis Bremen sind acht Schleusen, in dem Stader Kanal weitere vier vorgesehen. Die Länge beträgt bis Bremen 92 Streckenkm oder 120 Betriebskm, bis Hamburg-Waltershof 215 Streckenkm oder 257 Betriebskm.

4. Der Hoyaer Kanal[5]) (im Lageplan mit IV bezeichnet), der 3 km weiter östlich als der Bramscher Kanal von dem Mittellandkanal abzweigt und in nordöstlicher Richtung zur Weser bei Hoya zieht. Hier findet eine Gabelung in einen nach Bremen und einen nach Hamburg führenden Zweig statt. Der erste umzieht die Syke Bruchhausener Niederung und mündet in die Weser bei Dreye im Stau des Hemelinger Wehres, der letztere überschreitet auf einem hohen Damm das Weser- und Allertal, durchzieht die Lüneburger Heide und steigt im Tal der Seeve zur Elbe ab. Mit einer Schleuse dicht nach der Abzweigung aus dem Mittellandkanal wird die Haupthaltung erreicht, die in Richtung nach Hamburg bis zum Seevetal in einer Gesamtlänge von 168 km reicht. Der Abstieg nach Bremen wird einschließlich der Hemelinger Schleuse mit fünf Schleusen, der Abstieg nach Hamburg mit weiteren vier Schleusen vermittelt. Die Entfernung vom Mittellandkanal bis Bremen (Kaiserbrücke) ermittelt sich zu 118 Streckenkm oder 139 Betriebskm, diejenige nach Hamburg zu 205 Streckenkm oder 223 Betriebskm. Am rechten Ufer der Aller läßt sich noch ein Zweig nach Hannover anschließen, der in der Gegend von Wieze die Aller überschreitet und dann südwärts umbiegend den Mittellandkanal bei dem Nordhafen in Hannover erreicht. Von dieser 78 km langen Strecke liegen rd. 60 km in der gleichen Höhe mit der Haupthaltung des Hauptkanals, so daß sich eine Gesamtlänge von rd. 230 km in einer Haltung von ergibt, die die 209 km lange Haltung des Mittellandkanals Münster in Westfalen bis Hannover noch um 21 km übertrifft.

Während einerseits der Nord-Süd-Kanal von Rehder und von Franzius nur nach Süden und nur für Hamburg und Lübeck Anschluß an den Mittellandkanal und darüber hinaus herstellen, während anderseits der Bramscher Kanal nur in Richtung nach Südwesten führt und hierbei in erster Linie Bremen wegen seiner günstigen geographischen Lage zugute kommt und erst in zweiter und dritter Linie Hamburg und Lübeck, schließt der Hoyaer Kanal durch seine Gabelung sowohl nach Süden in Richtung nach Hannover, wie nach Südwesten in Richtung nach Rheinland-Westfalen auf und schafft allen drei Hansestädten günstige Verbindungen nach beiden Richtungen[6]).

Wenden wir uns nun der Verbindung zwischen dem Mittellandkanal und dem Süden zu, so kann für sie in günstigster Weise der Leinekanal von Rehder in Frage kommen. Dieser Kanal zweigt von der früheren Nordlinie des Mittellandkanals nordöstlich von Lehrte ab und nimmt seinen Lauf in südwestlicher Richtung über Sehnde nach Sarstedt, wo er das Leinetal erreicht. Hildesheim sollte durch einen kurzen Zweigkanal angeschlossen werden. Nachdem jetzt aber die Mittellinie des Mittellandkanals zur Ausführung bestimmt ist und Hildesheim durch einen Zweigkanal an diesen seine Verbindung erhält, wird der Anschluß des Leinekanals zweckmäßig an diesen Zweigkanal etwa bei Algermissen erfolgen (s. Lageplan). Der Leinekanal kann auch an den Lindener Zweigkanal angeschlossen und bei Sarstedt in die Rehdersche Linie eingeführt werden. Er würde sich hier dem Hildesheimer Zweigkanal auf etwa 5 km nähern. Da wir es uns nicht leisten können, zwei, wenn auch nur auf kurze Strecken gleichlaufende Kanäle zu bauen und da der Hildesheimer Kanal bereits in Bau ist, so wird man den Anschluß an diesen wählen müssen. Dieser Anschluß bedeutet zwar für Linden und die weiter westlich belegenen Gebiete einen Umweg, gewährt aber eine günstigere Verbindung nach Norden mit dem Nord-Süd-Kanal von Franzius und dem Hoyaer Kanal. Da der Hildesheimer Zweigkanal durch die Schleuse bei Bolzum bereits die Höhe von + 73 m erreicht hat, so fallen die beiden ersten von Rehder vorgesehenen Schleusen fort und die erste Haltung reicht von Algermissen bis Nordstemmen. Die Anzahl der Staustufen des Leinekanals verringert sich dadurch von 18 auf 16 und die Länge bis zur Einmündung in die kanalisierte Werra um 21 km; sie ist einschließlich der kurzen Strecke des Hildesheimer Zweigkanals von Sehnde ab zu 125 km anzusetzen. Von Nordstemmen verfolgt der Leinekanal das Leinetal über Gronau, Alfeld, Northeim, Göttingen, Eichenberg und erreicht die Werra bei Unterrieden. Der Aufstieg erfolgt nach dem Fortfall der beiden ersten Schleusen mit weiteren 11 Schleusen bis Göttingen und von hier mit drei Hebewerken zur Scheitelhaltung in + 198 m NN, die in einem Tunnel von 2 km Länge bei Eichenberg das Eichsfeld durchbricht. Für den Abstieg zur kanalisierten Werra (+ 137 m) sind zwei weitere Hebewerke vorgesehen. Rehder gibt selbst zu, daß sich durch eine anderweitige Führung und Verlängerung des Tunnels auf 5 km wahrscheinlich eine tiefere Scheitelhaltung erzielen läßt. Hier soll jedoch die Linienführung berücksichtigt werden, die er seinen Plänen zugrunde gelegt hat, soweit sie nicht, wie vorstehend erwähnt, durch die bisherige Entwicklung eine Änderung erfahren muß.

Während Rehder in seiner Denkschrift auch die Möglichkeit der Leinekanalisierung behandelt, dem Seitenkanal aber den Vorzug gibt, hat Professor Franzius auf Ersuchen des Leine-Kanal-Vereins einen Entwurf für die Kanalisierung der Leine aufgestellt, der aber nur bis Northeim reicht und daher für unsere Betrachtung, die eine Verbindung bis zum Main behandelt, ausscheiden muß. Für die entscheidende Prüfung der Frage, ob Seitenkanal oder Kanalisierung der Leine unter Berücksichtigung der hierbei zu gewinnenden Wasserkräfte das Richtige ist, wird der Entwurf von Franzius eine wertvolle Grundlage bilden.

Die Ausführung des Hoyaer Kanals mit seinem hannoverschen Zweige und des Leinekanals sind für Hannover

[4]) Denkschrift: Kanalverbindung vom Rhein-Weser-Kanal bei Bramsche (km 184,6) nach Bremen und Hamburg.

[5]) Sondernummer des „Wirtschaftdienst" No. 39 vom 23. September 1920.

[6]) Nach dem Abschluß dieser Arbeit kommt mir der Aufsatz von Staatsbaumeister Plate in Bremerhaven im Heft 7 der Zeitschrift für Binnenschiffahrt S. 122 zu Gesicht. In ihm wird ein von dem Bramscher Kanal südlich Harpstedt abzweigender und ziemlich gleichlaufend mit dem Hoyaer Kanal (zwischen diesem und dem Stader Kanal) nach der Elbe unterhalb Hamburgs führender Kanal (Bramsche-Achim-Kanal genannt) in Vorschlag gebracht, der auch Anschluß an den hannoverschen Zweig des Hoyaer Kanals erhalten und somit ebenfalls sowohl nach Südwesten wie nach Süden aufschließen soll. Wenn die Verbindung zwischen den Seestädten und Hannover gleich günstig ist, wie beim Hoyaer Kanal, so gilt das hier über den letzteren Gesagte auch für die neue Linie.

von ganz besonderer Wichtigkeit, da es alsdann im Schnittpunkt der großen Nord-Süd-Linie mit der West-Ost-Linie des Mittellandkanals liegt. Ihm bieten sich dadurch ähnliche Zukunftsmöglichkeiten wie Magdeburg im Schnittpunkt der Elbe und des Mittellandkanals. Auch die Kaliwerke im Leinetal und Göttingen mit seinem Hinterland, zu dem die Kaliwerke im oberen Wippertal gerechnet werden können, werden für den Wasserweg erschlossen. Die Weser berührt dagegen bis Münden aufwärts keine Orte von wesentlicher Bedeutung; sie würde daher nur als Durchgangsstraße zu betrachten sein.

Soll die Werra als Schiffahrtsstraße Verwendung finden, so kann wegen der geringen Wasserführung nur eine Kanalisierung in Frage kommen. Hierfür liegt ein Entwurf von Contag vor, der die Kanalisierung bis Wernshausen aufwärts behandelt. Er ist allerdings nur für 600-t-Schiffe berechnet und enthält demnach nur Schleusen von 10 m Weite und 67 m Länge. Der Höhenunterschied zwischen dem Niedrigwasser der Weser bei Münden und dem Oberwasser der Mühle zu Wernshausen von 138 m wird durch nicht weniger als 46 Schleusen erstiegen. Die 195 km lange Flußstrecke wird durch die Schleusenkanäle auf 181 km abgekürzt. Durch die große Zahl der Schleusen erhöht sich aber der Schiffahrtsweg, wenn für den Aufenthalt an jeder Schleuse wie gewöhnlich 3,5 km angesetzt werden, auf $181 + 46 \times 3{,}5 = 342$ Betriebskilometer. Der Entwurf ist Anfang 1914 dem Verein für die Schiffbarmachung der Werra, in dessen Auftrag er ausgearbeitet worden ist, von dem Ministerium für öffentliche Arbeiten zurückgegeben worden mit dem Bescheide, „dem Projekt auf dieser Grundlage nicht näher treten zu können, da durch die große Zahl der vorgesehenen Schiffahrtschleusen die Verkehrszeit so lang und die Schiffahrtsbetriebskosten so hoch sein würden, daß der Frachtvorteil gegenüber der Eisenbahn nur unwesentlich sei und die Baukosten sich nicht wirtschaftlich rechtfertigen“[7]). Zweifellos wird bei einer Umarbeitung des Entwurfs die Zahl der Staustufen sich ganz erheblich vermindern lassen.

Für die Fortsetzung nach Süden liegt ebenfalls ein Entwurf von Contag vor für den Werra-Main-Kanal. Diese Linie verfolgt die Werra von Wernshausen ab über Meiningen bis Untermaßfeld, führt dann über Römhild, Heldburg und steigt auf der anderen Seite im Tal der Itz von Kaltenbrunn an und sodann des Mains nach Bamberg abwärts. Der Höhenunterschied zwischen Wernshausen (+ 245 m) und der in + 358 m liegenden Scheitelhaltung wird durch 13 Schleusen und drei Hebewerke überwunden, der Unterschied zwischen der Scheitelhaltung und dem Main bei Bamberg (+ 231 m) durch 5 Hebewerke und 12 Schleusen. Die Entfernung zwischen Wernshausen und Bamberg beträgt 117 km. Später hat dieser Entwurf eine Umänderung und Verbesserung erfahren, vor allem ist die Scheitelhaltung von + 358 auf + 310 m gesenkt worden, was aber allerdings nur durch Einschaltung eines 9 km langen Tunnels erreichbar war. Die 8 Hebewerke sind bis auf eins überflüssig geworden und zwei sind durch Schachtschleusen ersetzt worden. Der Aufstieg von Wernshausen (+ 245 m) bis zur Scheitelhaltung (+ 310 m) wird mit 5, der Abstieg (von + 310 bis + 231 = 79 m) mit 7 Staustufen überwunden. Die Anzahl der Staustufen ist demnach von 33 auf 12 vermindert, auch die Gesamtlänge auf 112 km verkürzt worden. Bei diesem sogenannten Tunnelentwurf ist also die Möglichkeit, die Zahl der Staustufen wesentlich zu verringern, nachgewiesen worden.

Nach Contag hat auch Senator Meyer-Hameln den Entwurf einer Werra-Main-Verbindung der Öffentlichkeit übergeben, der sich im großen und ganzen der Contagschen Linie anschließt und nur hinsichtlich der Schleusenhubhöhen von ihr unterscheidet und dadurch zu einer weiteren Verminderung der Anzahl von Schleusen kommt. Auch die Scheitelhaltung ist in gleicher Höhe (+ 310 m) und mit einem Tunnel angenommen wie bei Contag. Während die Linie Contag im ganzen zwischen Münden und Bamberg eine Streckenlänge von 181 + 112 = 293 Streckenkm und mit den 46 + 12 = 58 Schleusen eine Betriebslänge von 496 Betriebskm aufweist, beträgt bei der Linie Meyer-Hameln die Länge der Schiffahrtsstraße 162 + 113 = 275, also nur 18 Streckenkm weniger, infolge der geringen Anzahl von nur 18 Schleusen sinkt aber die Betriebslänge auf 338 Betriebskm. Man erkennt an diesem Beispiel den großen Einfluß, den die Anzahl der Schleusen auf die Betriebslänge des Schiffahrtweges ausübt. Auf die Ausbildung der Schleusen, die eine Hubhöhe bis zu 35,5 m erhalten sollen, soll hier nicht eingegangen werden.

Auch Rehder verfolgt von der Mündung des Leinekanals bei Unterrieden an ebenfalls die Werra, aber nur bis Dankmarshausen, dem Abzweigungspunkt seines Werra-Fulda Main-Kanals. Er kanalisiert die Werra ebenfalls und überwindet den rd. 75 m betragenden Höhenunterschied mit 17 Schleusen. Die Länge der kanalisierten Wasserstraße beträgt 93 Streckenkm oder 153 Betriebskm. Auch hier wird sich bei einer Neubearbeitung die Anzahl der Schleusen erheblich ermäßigen lassen.

Bei Dankmarshausen beginnt der Rehdersche Werra-Fulda-Main-Kanal; er „übersteigt die Wasserscheide zwischen Werra und Fulda im Tal der Ulfe über Weiterode, führt dann im Tal der Fulda und Fliede aufwärts, überschreitet in der Bergsenke, genannt Landrücken, zwischen Vogelsberg und dem Rhöngebirge die Wasserscheide zwischen der Fulda und Kinzig (Main), läuft im Tal der Kinzig abwärts und erreicht gabelartig einerseits von Niederzell aus nach Durchbrechung der dortigen Wasserscheide im Tal der Jossa und der Sinn den Main bei Gemünden, anderseits im Tal der Kinzig fortlaufend unterhalb Hanau den Main und in diesem entlang nach der Mainmündung den Oberrhein“[8]).

Im ganzen sind auf der Hauptlinie nach Hanau 19 Schleusen und 6 Hebewerke mit Hubhöhen zwischen 22 und 37 m, auf der Zweiglinie von Bellings bis Gemünden 3 Schleusen und 3 Hebewerke mit Hubhöhen von 26,0 und 28,5 m zu überwinden. Die Länge von Dankmarshausen bis zur Einmündung in den Main unterhalb Hanau beträgt 154,6 Streckenkm oder mit den 25 Staustufen 243 Betriebskm, und bis zur Einmündung in den Main bei Gemünden 137 Streckenkm oder mit den 22 Staustufen 214 Betriebskm.

Der Werra-Fulda-Main-Kanal hat neuerdings eine erhöhte Bedeutung erhalten durch die Ausgestaltung der Rhein-Main-Donau-Verbindung. Während bisher der Main von Aschaffenburg, dem jetzigen Endpunkt der Mainkanalisierung, bis Bamberg in ganzer Länge kanalisiert werden sollte, um hier Anschluß an den Main-Donau-Kanal zu finden, ist in dem jetzt zur Ausführung bestimmten Plan vorgesehen, statt der Mainschleife bei Würzburg einen Kanal im Werntal zu führen, der den Main unterhalb Schweinfurt überschreiten und bei Haßfurt wieder in ihn münden soll. Dadurch wird die Entfernung von Gemünden nach Bamberg und darüber hinaus nach Nürnberg um 75 km abgekürzt, und der Werra-Fulda-Main-Kanal kann, was die Verbindung mit dem Obermain und zur Donau betrifft, mehr in Wettbewerb mit dem Werra-Main-Kanal treten als dies bisher möglich war. Sollte sich ermöglichen lassen, daß zwischen dem Abstieg des Werra-Fulda-Main-Kanals oberhalb von Gemünden und dem Aufstieg des Werntalkanals eine Verbindung herzustellen, derart, daß in jeder der beiden Linien eine oder mehrere Staustufen umgangen werden können, so würde sich dadurch noch eine weitere, wenn auch nicht bedeutende Verkürzung des durchgehenden Schiffahrtweges erreichen lassen. Die Verbindung mit dem Main muß daneben allerdings für beide Richtungen erhalten bleiben, läßt sich aber vielleicht zu einer einheitlichen zusammenfassen.

(Fortsetzung folgt.)

7) Meyer-Hameln, die Großschiffahrtsstraße von der Nordsee (Bremen) durch Thüringen nach Bamberg und Nürnberg usw. Hauptanteiliges Projekt der Nordsee-Donau-Verbindung, S. 8.

8) Rehder a. a. O. Seite 140.

DER WETTBEWERB FÜR ENTWÜRFE ZU EINER VERBINDUNG ÜBER DEN LIMFJORD ZWISCHEN AALBORG UND NÖRRESUNDBY IN DÄNEMARK.

Vom Geheimen Baurat Schaper, Berlin.

(Fortsetzung von Seite 410).

Die Landwiderlager sollen auf großen, unten geschlossenen Eisenbetonkästen gebildet werden, welche sich mit ihrer Grundplatte, unter Vermittelung einer 1 m starken Betonschicht auf eine Sandschüttung und auf einen hölzernen Pfahlrost aufsetzen. Vergl. die Abb. 33, welche das Landwiderlager auf der Aalborger Seite darstellt. Die Eisenbetonkästen werden an Land hergestellt, vom Stapel gelassen und zur Versenkungsstelle geschleppt. An dem Standort der Widerlager wird eine 4 m tiefe Rinne mit flachen Böschungen gebaggert und in diese Rinne zur Verdichtung des wenig tragfähigen, mit Schlamm durchsetzten Baugrundes solange Sand eingefüllt, bis der Sand etwa 1 m unter der späteren Grundfläche des Eisenbetonkastens stehen bleibt. Durch Taucher wird die Oberfläche dieser Schüttung eingeebnet. Alsdann werden Pfähle aus schwedischem Kiefernholz eingerammt, die 2 bis 3 m in den tragfähigen Baugrund hineinreichen und ungefähr 50 cm über der Oberfläche der Sandschüttung abgeschnitten werden. Die Sandschüttung soll ungefähr mit 0,25 kg/qcm durch das Widerlager belastet werden; den überschießenden Teil der Last sollen die Pfähle aufnehmen. Damit die Last in einwandfreier Weise auf die Sandschüttung und die Pfahlköpfe übertragen wird, soll kurz vor dem Versenken der Eisenbetonkästen auf die Sandschüttung und um die Pfahlköpfe herum eine 1 m starke Betonschicht durch Trichter eingebracht werden. Auf den noch frischen Beton soll dann der Eisenbetonkasten durch Einfüllen von Wasserballast schnell abgesenkt werden. Man hofft, daß der frisch geschüttete Beton, dessen Abbindezeit durch Zusatz von Traß verlängert werden soll, dann noch so formänderungsfähig ist, daß er dem Druck des Eisenbetonkastens nachgibt und die Grundfläche des letzteren überall Unterstützung findet[1]). Der versenkte Eisenbetonkasten wird dann im oberen Teil zur Aufnahme der Fahrbahn fertiggestellt. Zur Erzielung der Wasserdichtigkeit und gegen den Angriff des Meerwassers ist der Eisenbetonkasten außen mit einer doppelten Lage Juteleinewand, welche mit heißem Asphalt aufgeklebt wird und durch eine dünne Betonschicht vor Beschädigungen geschützt ist, und innen mit einem Asphaltanstrich versehen. Auch für den Fall, daß der Eisenbetonkasten im Laufe der Zeit nicht wasserdicht bleiben und das Innere sich bis zur Höhe des Außenwassers mit Wasser füllen sollte, werden die Pfähle nicht überlastet. Um dem Setzen einzelner Bauwerksteile vorzubeugen, ist das eigentliche Widerlager der Strombrücke, die Unterführung der Hafenbahn und der Übergang zum Rampenviadukt aus einem einzigen großen Eisenbetonkasten gebildet.

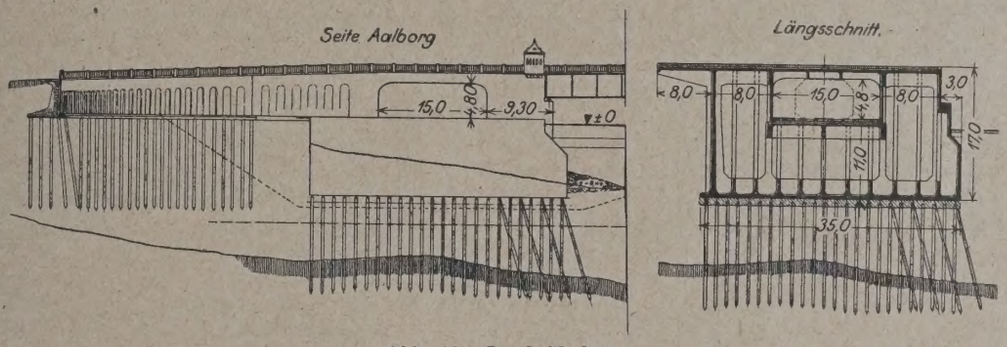


Abb. 33. Landwiderlager.

Für die schwierige Gründung der Strompfeiler ist ein Verfahren vorgeschlagen, das auf teilweiser Anwendung von Druckluft beruht, in seinen Einzelheiten aber als neu und als sehr beachtenswert zu bezeichnen ist. Die Senkkästen sollen nicht mit drehbaren Spindeln an festen oder schwimmenden Gerüsten mit unveränderlicher Höhenlage aufgehängt werden, sondern an einem Schwimmdock befestigt werden, welches zum Absenken der Senkkästen ab- und auftaucht. Zur Verhütung von Drucklufterkrankungen soll kein höherer Luftdruck als von 3 Atmosphären angewendet werden. Tiefere Lagen des tragfähigen Baugrundes als 30 m unter Wasser sollen bei gleichbleibendem Luftdruck durch sogenannten Staffelvortrieb erreicht werden.

Das Schwimmdock dient erstens dem eben erwähnten Hauptzweck, nämlich zum Absenken der Strompfeiler, dann aber auch in zerlegtem Zustande, wie bereits oben erörtert ist, der Aufstellung der festen Überbauten, und schließlich kann es, nachdem es seine Aufgaben beim Bau der Brücke erfüllt hat, durch einen geringfügigen Umbau in ein Ausbesserungsdock für Schiffe umgewandelt und so im Hafendienst der Stadt Aalborg verwendet werden.

In der für seinen Hauptzweck notwendigen Form ist das Schwimmdock in den Abb. 34 a—d dargestellt. Es besteht aus zwei allseitig geschlossenen 34 m langen, 6 m breiten und 3 m hohen eisernen Schwimmkörpern U, die einen lichten Abstand von 10 m haben, aus vier, je an den Enden der Schwimmkörper U auf diesen errichteten 8,5 m hohen Seitenkästen O mit je 4 × 6 m Grundrißfläche und aus den nötigen Quer- und Längsverbänden. Die Schwimmkörper U sind durch Querschotten in einzelne Zellen geteilt, die für sich geleert und geflutet werden können. Durch diese Teilung ist bei Beschädigungen der Schwimmkörper eine große Sicherheit geschaffen. Jede einzelne Zelle ist vom Deck der Schwimmkörper aus durch Mannlöcher zugänglich. Die Seitenkästen dienen in gleicher Weise als Ballasträume.

Durch 3 kräftige Querrahmen und durch wagerechte und senkrechte Längsverbände werden die beiden Schwimmkörper zu einem steifen Ganzen zusammengeschlossen. In einer Höhe von 1,5 m und 5,5 m über dem Deck der Schwimmkörper sind in den beiden von den drei Querrahmen begrenzten Räumen je zwei eiserne kreisrunde Dockringe kastenförmigen Querschnitts (Abb. 34 a, b u. c) angeordnet, welche von den Querrahmen und den senkrechten Längsverbänden getragen werden und gegen die wagerechten Längsverbände abgestützt sind. An diesen Dockringen werden die ringförmigen Eisenbetonkästen der Pfeiler an acht Stellen aufgehängt, und zwar durch Keil- oder Laschenverbindungen, welche die Dockringe mit eisernen, in ringförmigen Nuten der Senkkästen (Abb. 36) geführten und mit der Eisenbewehrung der Senkkästen verbundenen Ringen zusammenschließen. Die Dockringe ver treten also die Stelle der Spindeln bei festen Gerüsten, sie haben aber vor den Spindeln einen großen Vorzug. Wird nämlich

[1]) Die Befürchtung, daß die Betonschicht entweder schon so weit abgebunden ist, daß die Grundfläche des Eisenbetonkastens nicht an allen Stellen zur Auflagerung kommt oder noch so frisch ist, daß sie ganz in die Sandschicht gedrückt wird und der Eisenbetonkasten sich nicht auf alle Pfahlköpfe, die auch bei genauer Arbeit nicht die gleiche Höhe aufweisen können, aufsetzt, ist nicht von der Hand zu weisen.

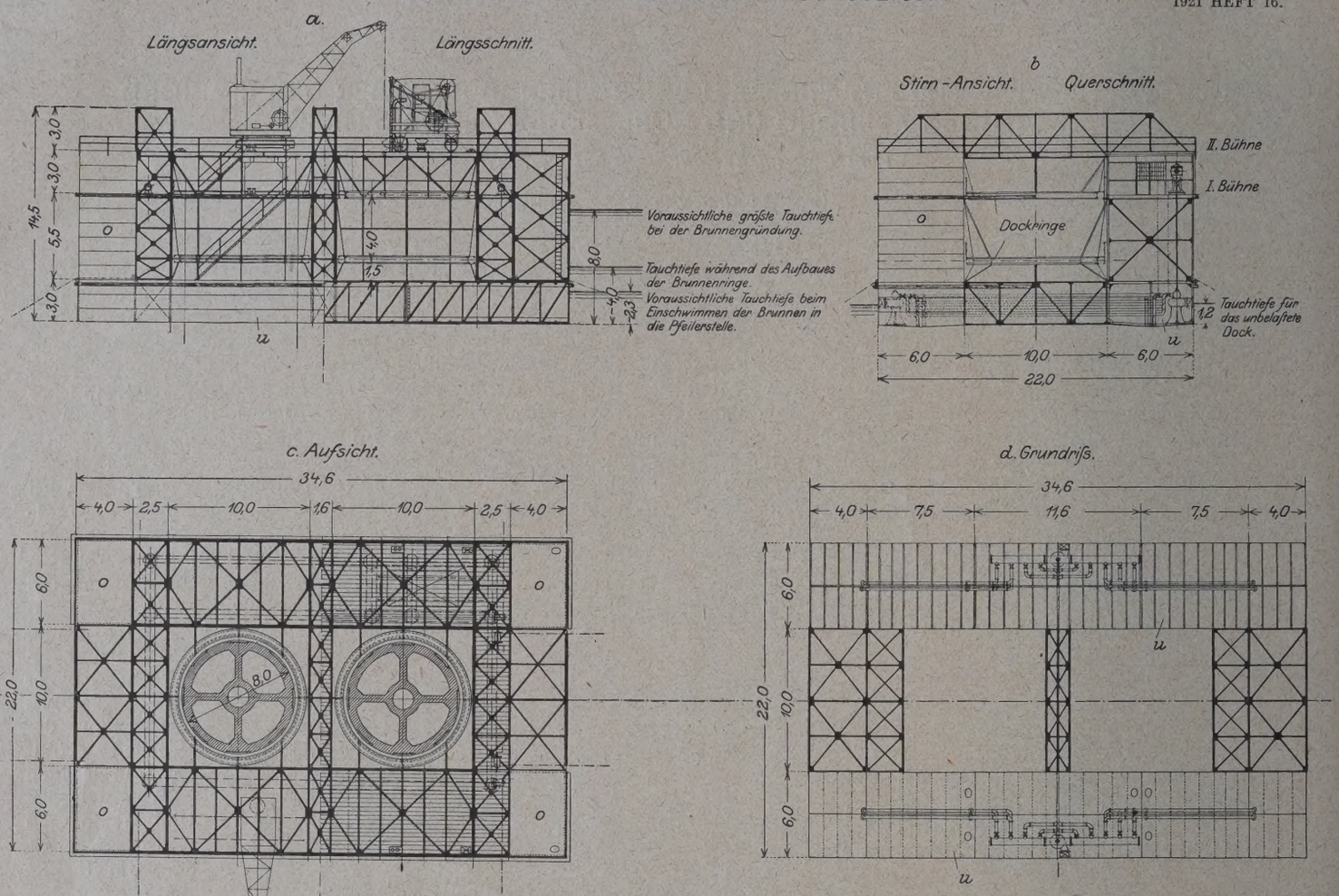


Abb. 34. Schwimmdock.

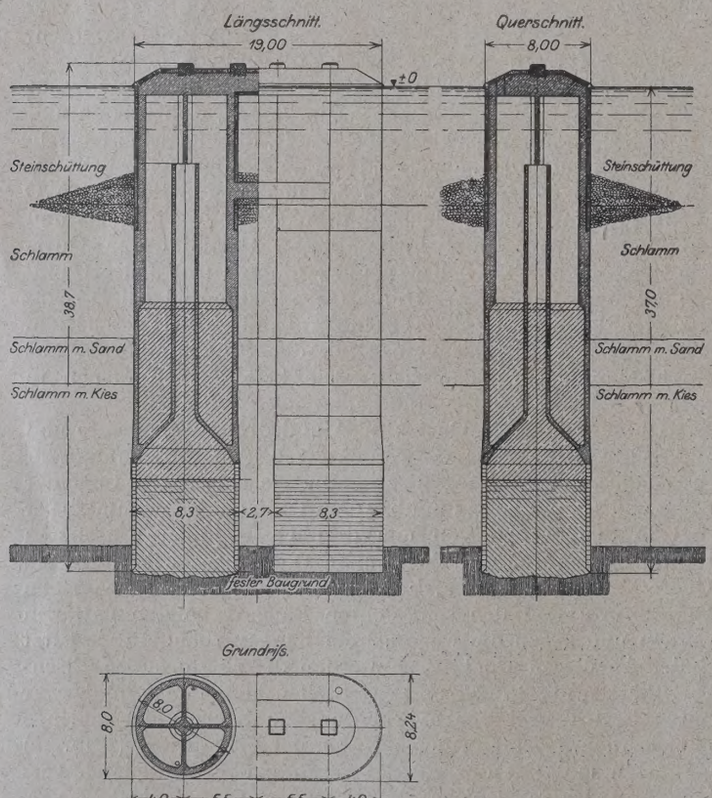


Abb. 35. Strompfeiler.

beim Absenken der Senkkästen die Reibung zwischen Erdreich und den Senkkästen so groß, daß die Senkkästen durch ihr Eigengewicht nicht weiter niedergebracht werden können, so muß bei der Spindelaufhängung auf den Senkkästen selbst besonderer Ballast aufgebracht werden. Bei der Aufhängung in den Dockringen braucht in diesem Falle nur den Schwimmkörpern Ballast gegeben zu werden. Die Verbindungen zwischen den Dockringen und Senkkästen übertragen dann das Ballastgewicht des Docks einfach auf die Senkkästen.

In einer Höhe von 5,5 m und 8,5 m über dem Deck der Schwimmkörper ist je eine Arbeitsbühne vorgesehen, auf denen alle notwendigen Betriebseinrichtungen und Baumaschinen Platz finden. Auf der unteren Bühne befindet sich auch das Führerhaus, von dem aus das Füllen und Lenzen der Dockzellen vorgenommen wird. Jede Dockseite besitzt eine eigene Rohranlage, beide Rohrleitungen sind aber durch ein Rohr miteinander verbunden, so daß beide Anlagen auch von einer Seite und von einer Pumpe aus bedient werden können. Wasserstandsanzeiger lassen im Führerhaus jederzeit den Wasserstand in den einzelnen Zellen und ein Neigungszeiger die Lage des Schwimmdocks gegen die Wagerechte erkennen. Die Seitenkästen besitzen keine besonderen Zellen, sondern nur an der tiefsten Stelle Schieber, die auch vom Führerhaus aus bedient werden.

Zur Festlegung des Docks dienen in der Stromrichtung und in der dazu senkrechten Richtung je 4 starke Eisenbetonanker, von denen aus kräftige Ketten über Winden laufen, die auf dem Dock aufgestellt sind.

Die Pfeiler (Abb. 35) bestehen aus zwei zylindrischen Teilen, die 10 m unter M. W. durch einen Querriegel und oben durch einen kräftigen Kopf miteinander verbunden sind. Der un-

terste Teil der Zylinder, der im Staffelvortrieb hergestellt wird, besteht aus einem Mantel von Betonsteinen und aus einem Kern von Beton. Auf diesem Teil ruht der eigentliche, aus Eisenbeton gebildete Senkkasten mit trichterförmigen Arbeitsraum, der in das ebenfalls aus Eisenbeton gebildete Schachtrohr für die Baustoff- und Personenbeförderung ausmündet. Der Eisenbetonmantel des Senkkastens setzt sich bis zum Kopf des Pfeilers fort, wird in der oberen Hälfte aber kräftiger ausgebildet, weil diese im Gegensatz zur unteren Hälfte hohl bleiben soll. Das Schachtrohr ist mit dem Mantel außer der Betonausfüllung im unteren Teil durch 4 Eisenbetonrippen verbunden (Abb. 35 Grundriß). Diese 4 Kammern dienen beim Absenken des Pfeilers zur Regelung seiner Lage gegen die Senkrechte durch Aufpumpen von Wasserballast.

Der kreisförmige Brunnenschling besteht aus zwei übereinanderliegenden Teilen, von denen der untere nach dem Erreichen einer Tiefe von 30 m unter Mittelwasser im Staffelvortrieb nach unten bis in den tragfähigen Baugrund hinabgetrieben wird.

Der Brunnenschling wird auf einer leichten, auf den beiden Schwimmkörpern U des Schwimmdocks ruhenden Bühne auf Spindeln aufgesetellt und mit dem unteren Dockring verbunden (Abb. 36 I). Auf dem Brunnenschling wird dann der Eisenbetonsenkkasten in einer Höhe von 6 m aufgebaut. Nach Erhärtung des Betons wird der Brunnenring II mit dem oberen Dockring in Verbindung gebracht, die Verbindung des unteren Dockringes mit dem Brunnenschling gelöst und der Zwischenboden unter dem Brunnen entfernt. Der Arbeitsraum des Senkkastens wird vorübergehend durch einen nach unten gewölbten Deckel aus Beton im unteren Teile des Schachtrohres zur Erhöhung der Schwimmfähigkeit des Senkkastens geschlossen. Das Dock wird dann zur Baustelle geschleppt und nach gehöriger Verankerung bis zur Schwimmlage des Senkkastens abgesenkt (Abb. 36 II). Nach Lösung der Verbindung zwischen Ring II und oberem Dockring läßt man das Dock soweit aufschwimmen, daß der Ring II mit dem unteren Dockring verbunden werden kann (Abb. 36 III). Nun wird der 6 m hohe Pfeilerteil ② aufgebaut und nach Erhärtung des Betons im Ring III mit dem oberen Dockring verbunden. Nach Lösung der Verbindung zwischen Ring II und unterem Dockring wird das Dock wieder bis zur Schwimmlage des Senkkastens abgesenkt (Abb. 36 IV). Die Verbindung zwischen oberem Dockring und Ring III wird gelöst, das Dock taucht auf, durch Wasserballast wird der Senkkasten um weitere 1,5 m gesenkt und in dieser Lage im Ring IV mit dem unteren Dockring verbunden (Abb. 36 IV). Der Brunnenschling hat nun die Schlammschicht erreicht. Der vorübergehend eingebrachte Deckel im Schachtohr wird entfernt. Es folgt die Aufmauerung des Pfeilerteiles ③, der im Ring V mit dem oberen Dockring zusammengeschlossen wird. Nach Lösung der Verbindung im Ring IV wird das Dock unter Absaugung des Schlammes aus dem Arbeitsraum durch Schlammpumpen oder einen Saugbagger und unter Belastung des Senkkastens mit Füllbeton soweit versenkt (Abb. 36 V), daß die Verbindung im Ring V noch über Wasser gelöst werden kann. Man läßt das Dock alsdann soweit aufschwimmen, daß der Ring VI mit dem unteren Dockring verbunden werden kann. Das Absenken wird dann unter Führung durch das Dock weiter fortgesetzt. Wenn der Pfeiler unter seinem eigenen Gewicht nicht mehr in die Schlammschicht einsinkt, wird dem Dock Ballastwasser gegeben, dessen Gewicht durch den Zusammenschluß zwischen Pfeilerring und Dockring auf den Pfeiler übertragen wird. Sobald der Schlamm sich beim Absaugen nicht mehr ohne weiteres am Brunnenschling löst, wird durch einbetonierte eiserne Rohrleitungen Preßwasser am Brunnenschling eingespritzt, um den Schlamm zu lockern. Wenn auch dieses Verfahren nicht mehr hinreicht, um den Pfeiler weiter abzusenken, wird die Drucklufteinrichtung eingebaut (Abb. 36 VI) und das Absenken unter Druckluft in bekannter Weise soweit fortgesetzt, bis der Brunnenschling eine Tiefe von 30 m unter dem Wasserstand und der Luftdruck im Arbeitsraum damit die Höhe von 3 Atm. erreicht hat. In dieser Tiefe setzt der Staffelvortrieb ein. Der untere Teil des Brunnenschlinges wird im Schutze eines 80 cm hohen eisernen Ringmantels, der den oberen Brunnenschling umschließt, mit Druckwasserpressen absatzweise unter Aufmauerung von Schichten aus Beton-

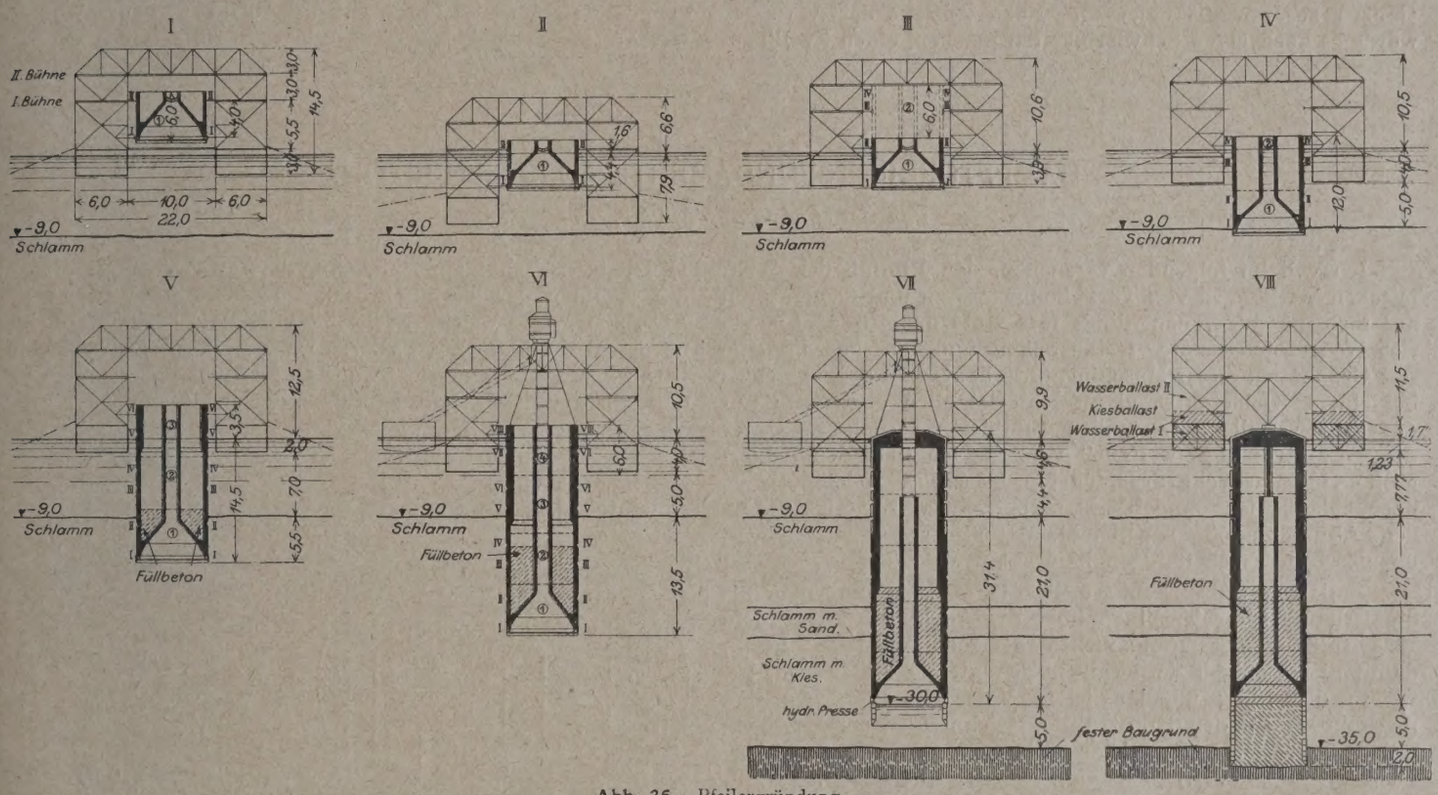


Abb. 36. Pfeilergründung.

steinen auf den unteren Brunnenschling in den tragfähigen Baugrund niedergetrieben (Abb. 36 VII u. VIII). Der Boden wird von einer im Arbeitsraum des Senkkastens aufgehängten Arbeitsbühne aus unter Wasser durch einen kleinen elektrisch betriebenen Greifer ausgehoben. Treten beim Niederbringen des unteren Brunnenschlinges große Hindernisse auf, so kann der Luftdruck für kurze Zeit soweit erhöht werden, daß das Wasser bis zur Unterkante des unteren Brunnenschlinges absinkt und das Hindernis mit der Hand entfernt werden kann. Ist die richtige Tiefe erreicht, so wird der im Staffelvortrieb hergestellte Teil des Brunnens unter Wasser und zum Schluß der Arbeitsraum des Senkkastens und die untere Hälfte des Schachtrohres unter Druckluft ausbetoniert. Wie schon erwähnt, werden die beiden Teile eines Pfeilers 10 m unter M. W. durch einen kräftigen Eisenbetonriegel und oben durch einen starken, sehr kräftig mit Eisen bewährten Betonkopf zu einem Ganzen zusammengeschlossen. Nach Ansicht der Verfasser würde es auch keine Schwierigkeiten machen, einen Zwillingsbrunnen mit gemeinsamer Zwischenwand nach demselben Verfahren herzustellen. Der fertige Pfeiler soll mit Hilfe des Schwimmdocks einer Probebelastung bis zur Höhe der später zu erwartenden größten Auflagerdrucke unterzogen werden. Zu dem Zwecke werden in das Dock, das man soweit wie möglich aufschwimmen läßt, vier eiserne Fachwerke eingebaut, mit denen sich das Dock auf die Auflagersteine der Pfeiler aufsetzt (Abb. 36 VIII). Durch Kies und Wasserballast wird dann der volle Auflagerdruck erzeugt.

Der Entwurf: „Nec temere, nec timide" ist zweckmäßig und wirtschaftlich, ausgezeichnet durchdacht und durchgearbeitet und bringt außerordentlich beachtenswerte neue Vorschläge. Im Vergleich hierzu will es uns scheinen, daß das Urteil des Preisgerichtes über diesen Entwurf zu nüchtern und wenig eingehend ist. Wir vermissen vor allem eine Würdigung der Schwimmdockgründung. Hinsichtlich der ästhetischen Wirkung gilt das beim Entwurf „Sund" Gesagte. (Fortsetzung folgt.)

DAMPFTURBINEN-FUNDAMENTE AUS EISENBETON.

Von Dr.-Ing. Paul Müller, Dortmund.

Ich will im folgenden versuchen, den Einfluß der dynamischen Wirkungen von Turbokompressoren und -generatoren auf ihre massiven, neuerdings fast stets aus Eisenbeton errichteten Fundamente festzustellen und gleichzeitig eine Art Grundform dieser Maschinenunterbauten zu geben, welche bei einem Kleinstaufwand an Material allen obigen im ungünstigsten Falle auftretenden Einflüssen standhält. Unter diesem „ungünstigsten Falle" verstehe ich diejenige Fehlergröße einer schlecht ausgeführten Maschine, welche gerade noch zulässig ist, ohne bei Dauerbetriebe unzulässige natürliche Abnutzung oder sonstige die Maschine selbst betreffenden unzulässigen Erscheinungen befürchten zu müssen.

Daß sich selbst heute noch die Maschinenfabriken als die Erbauer ihrer Turbinen über die Angaben, welche dem Konstrukteur der Fundamente gemacht werden müssen, damit dieses obigen Forderungen genügt, nicht klar sind, beweisen die völlig unzulänglichen Vorschriften, welche sich meistenteils auf den Konstruktionszeichnungen der Turbinen selbst befinden, und welche stets nur gewisse „Zuschläge (etwa bis zu 400 vH.)" zu den „senkrechten Lasten", die Anordnung von Trennungsfugen zwischen Fundament und umgebenden Bauteilen und im übrigen ganz allgemein die „Standsicherheit" des Unterbaues fordern. Unter den Begriff „Standsicherheit" fällt aber bei diesen Bauten auch das Nichtauftreten von solchen Schwingungserscheinungen, welche dem dauernden Bestande der Maschine und des Fundamentes gefährlich werden können.

Hierbei ist es naturgemäß schwierig, die Größe der Schwingungsamplituden oder der elastischen Formänderungen des Fundamentes zahlenmäßig festzulegen, da sich hierüber keine bestimmten allgemein gültigen Regeln aufstellen lassen, sondern mehr oder weniger das Gefühl und die praktische Erfahrung maßgebend sind; denn geringe Bewegungen vollführt jedes Fundament, da keine Maschine so ruhig läuft, daß sie den Unterbau nicht zu den sogenannten Resonanzerscheinungen zwänge. Wir werden im folgenden aber auch sehen, daß es in der Hauptsache nur darauf ankommt, das Mitschwingen des Fundamentes, hervorgerufen durch eine schlecht laufende Maschine, nach Möglichkeit zu verhindern, weil dem Rest der dann noch verbleibenden Schwingungen keine Bedeutung mehr beizulegen ist.

Ein Dampfturbinenfundament besteht in der Regel aus einer durchgehenden Fundamentplatte und sechs kräftigen Stützen, welche an ihren oberen Enden durch Längs- und Querbalken verbunden sind. Auf diesem Balkensystem ruht der Rahmen der Turbine. Die Stützenanordnung geht aus Abb. 1 hervor, welche auch die übrigen Einzelheiten eines normalen Fundamentes zeigt. Da die Achse der Turbine parallel zu der Längenachse des Unterbaues ist, leuchtet ein, daß die Hauptbewegungseinflüsse, welche ja nur aus einer

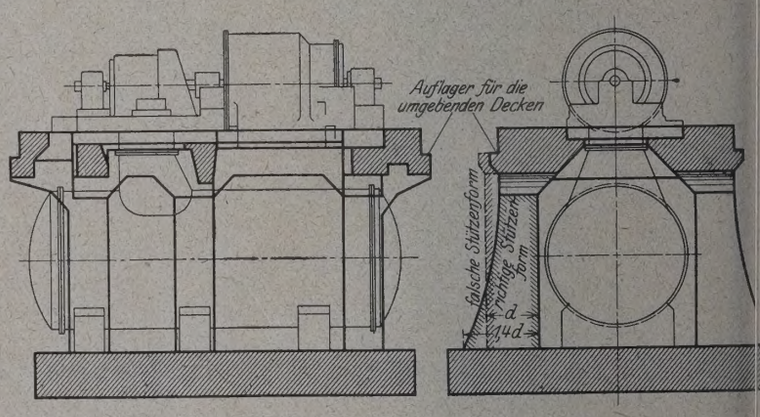


Abb. 1.

etwa vorhandenen kleinen Exzentrizität des Laufrades der Turbine bzw. des Kompressors oder des Rotors des Generators herrühren, in der Querrichtung des Fundamentes auftreten müssen, während die Längsebene nur ganz unwesentlich in Mitleidenschaft gezogen wird. Fiele der Schwerpunkt des rotierenden Teiles der Turbine genau in die mathematische Drehachse, d. h. in die gerade Verbindungslinie der theoretischen Drehpunkte, so würden außer dem Gewicht der Turbine keine anderen Kräfte auf das Fundament einwirken. Da sich diese Forderung wegen der Ungenauigkeit der Montage und der Elastizität der Welle praktisch niemals genau erfüllen läßt, treten infolge der exzentrischen Lage des Schwerpunktes des Schaufelrades usw. bei der

Drehung die Massenfliehkräfte auf, und zwar wirken diese Kräfte in schneller Folge in jeder Richtung der Querschnittsebene. Ihre Wirkung soll für die horizontale und senkrechte Richtung dieser Ebene näher untersucht werden. Liegt der Schwerpunkt des Schaufelrades senkrecht unter der Drehachse, so ist die horizontale Komponente der Fliehkraft gleich Null (s. Abb. 2.). Dieselbe wächst bei der Drehung des Schwerpunktes bis in seine horizontale Lage zu einem Größtwert $+P_{max}$, nimmt bis Null ab, sobald der Schwerpunkt senkrecht über der Drehachse liegt, wächst analog nach der anderen Seite bis $-P_{min}$, nimmt bis Null ab usw. Diese Kräfte P versuchen das Fundament seitlich zu verbiegen bzw. achsial zu deformieren; infolge seiner Elastizität gibt es um ein gewisses Maß δ bzw. ϑ nach und kehrt — wieder infolge seiner Elastizität — in seine Ruhelage zurück, schwingt, auch ohne daß P nach der entgegengesetzten Seite wirken würde, über die Ruhelage hinaus, kehrt zurück usw. Es leuchtet nun ein, daß der Schwingungszustand des Fundamentes am gefährlichsten ist, wenn die Schwingungsperioden der Stützen mit der Umlaufzahl der Turbine übereinstimmen,

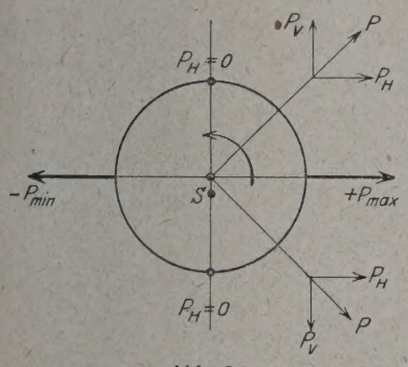


Abb. 2.

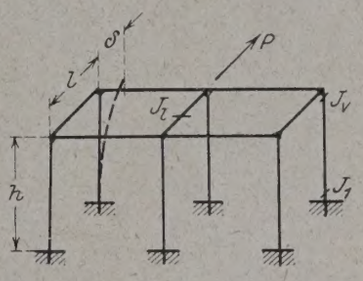


Abb. 3.

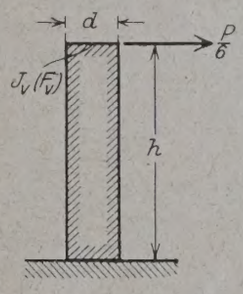


Abb. 4.

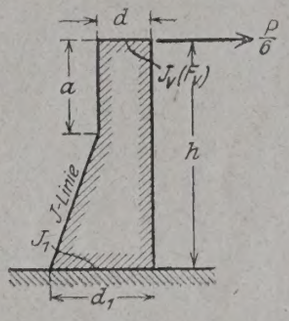


Abb. 5.

da in diesem Falle die Kraftwirkungen infolge der Zentrifugalkraft, welche ich Kraftimpulse nennen will, stets zur richtigen Zeit auftreten, um die einmal hervorgerufenen Schwingungen des Fundamentes ständig zu erhalten. Dies gilt für die horizontale und senkrechte Richtung der Querschnittsebene. Alle übrigen Richtungen lassen sich auf obige beiden zurückführen. Wir haben somit folgende Unteraufgaben zu lösen:

1. Welche praktisch mögliche Querschnittsform des Fundamentes gibt bei kleinstem Materialaufwand die geringste obere seitliche horizontale Ausweichung?
2. Für welche Querschnittsform gilt das Gleiche in senkrechter Richtung? mit den Unterfragen

2a) Können die senkrechten Schwingungen, welche als longitudinale Wellen angesprochen werden müssen, wegen ihrer geringen Größe gegenüber den seitlichen Schwingungen vernachlässigt werden?

2b) In welchem Verhältnis stehen die senkrechten Durchbiegungen der Querträger zu den seitlichen oberen Ausweichungen der Stützen?

3. Welche Maßnahmen sind zu treffen, um die Umlaufzahl der Turbine nach Möglichkeit nicht in Übereinstimmung mit den horizontalen Schwingungsperioden des Fundamentes zu bringen?
4. Welche allgemeinen Vorkehrungen sind anzuwenden, um den in jedem Falle verbleibenden Rest der Schwingungen nach Möglichkeit zu dämpfen, dabei aber dafür zu sorgen, daß keine schädlichen Einflüsse auf umgebende Bauteile ausgeübt werden, und wie ist das Fundament allgemein durchzubilden, damit obigem Begriff der Standsicherheit genügt wird?

Unteraufgabe 1:

Es bezeichne allgemein (siehe Abb. 3):

P die größte in wagerechter Richtung wirkende gesamte Fliehkraft für alle 6 Stützen, welche in Höhe der Turbinenachse angreift.

J_l das Trägheitsmoment eines Stützenquerschnitts am oberen Ende der Stütze bezogen auf seine senkrecht zur Querschnittsebene des Fundaments stehende horizontale Schwerachse,

J_1 desgleichen für den unteren Stützenquerschnitt,

h die freie Höhe der Stütze von O. K. Fundamentplatte bis O. K. Fundament bzw. die theoretische Höhe des Querrahmens zuzüglich der Entfernung zwischen O. K. Fundament und Mitte Maschinenwelle. Da es sich nur um Vergleichswerte δ handelt, ist es zulässig, mit dieser vereinfachten Höhe h zu rechnen, zumal die Welle der Maschine nicht erheblich über O. K. Fundament, gegenüber der Stützenlänge h liegt,

l die wagerechte Entfernung der Schwerachsen der Stützen im Querschnitt,

δ die horizontale Ausweichung der Stütze an ihrem oberen Ende.

Dieser Wert δ ergibt sich für die verschiedenen praktisch möglichen Konstruktionsformen des Fundamentes wie folgt (vgl. hierzu teilweise E. Björnstad, Steifrahmen 1909):

a) unten starr eingespannte Stütze mit konstantem Trägheitsmoment (siehe Abb. 4)

$$\delta_1 = 0{,}0556\,K, \text{ worin } K = \frac{P\,h^3}{E\,J_V}.$$

a_1) Unten starr eingespannte Stütze mit teilweise wechselndem Trägheitsmoment nach Abb. 5.

Allgemein ist:

$$\delta = \frac{P}{72\,E\,J_V}\,[4\,h^3 + (c_1 - 1)(h - a)(2\,h^2 + (h + a)^2)],$$

worin

$$c_1 = \frac{J_V}{J_1}.$$

Für $a = 0$ ist:

$$\delta = \frac{P\,h^3}{72\,E\,J_V}\,(3\,c_1 + 1).$$

Soll das Trägheitsmoment am Stützenfuß 8 mal so groß als das am oberen Ende der Stütze sein ($c_1 = 0{,}125$), was bei doppelter Höhe des unteren Querschnitts gegenüber dem oberen eintritt, so folgt

$$\text{für } a = \frac{h}{2}: \quad \delta_1' = 0{,}0298\,K$$

$$\text{und für } a = 0: \quad \delta_1'' = 0{,}0191\,K.$$

Erwähnen will ich noch, daß das mittlere konstante Trägheitsmoment J_m, welches die gleiche Durchbiegung erzeugt, aus der Gleichung

$$J_m = r\,J_v$$

hervorgeht, worin

$$r = \frac{4\,h^3}{4\,h^3 + (c_1 - 1)(h - a)[2\,h^2 + (h + a)^2]}$$

ist.

a) Unten starr eingespannte Stütze mit stetig veränderlichem Trägheitsmoment nach Abb. 6.

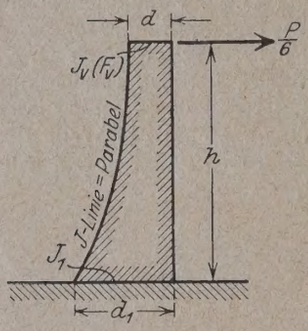


Abb. 6.

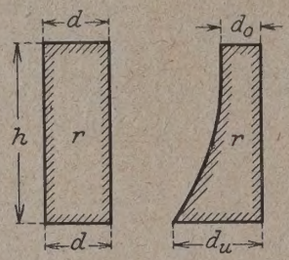


Abb. 6a.

Allgemein ist

$$\delta = \frac{P\,h^3}{630\,E\,J_v}[29\,c_1 + 6] \quad \text{bzw.} \quad r = \frac{35}{29\,c_1 + 6}.$$

Für $c_1 = 0{,}125$ entsprechend $d_1 = 2\,d$ folgt

$$\delta_1''' = 0{,}0153 \text{ K.}$$

b) Umgekehrter Zweigelenkrahmen mit oberer gelenkartig angeschlossener Verbindung (siehe Abb. 7).

Turbinen der Firma Pocorny & Wittekind, Frankfurt a. M., werden nach Vorschrift dieser Fabrik stets auf einem aus I-Trägern bestehenden Rahmen befestigt,

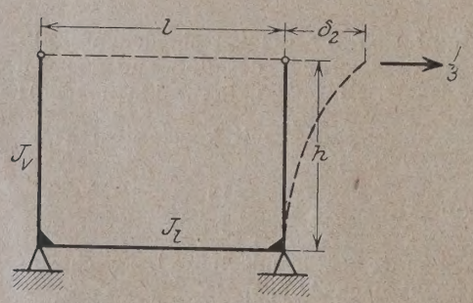


Abb. 7.

welcher auf den 6 Stützen des Fundamentes aufliegt und somit eine starre obere Rahmenverbindung mit Hilfe von Eisenbetonträgern nicht gestattet.

Bezeichnet man das Verhältnis der Trägheitsmomente von Sohle und Stütze

$$\frac{J_l}{J_v} = k$$

und setzt man $G = 1 + h\,k$,

so folgt $$\delta = \frac{P\,h^2}{36\,E\,J_l}[2\,G - 1].$$

Für $l = h$ und $k = 1$ ist

$$\delta_2 = 0{,}0833 \text{ K.}$$

Für $l = h$ und $k = 3$ ist

$$\delta_2' = 0{,}065 \text{ K.}$$

c) Unten starr eingespannter Rahmen mit steifen Ecken nach Abb. 8.

$$\frac{J_l}{J_v} = k; \quad S = 1 + 3\,h\,k; \quad L = 1 + 2\,h\,k;$$

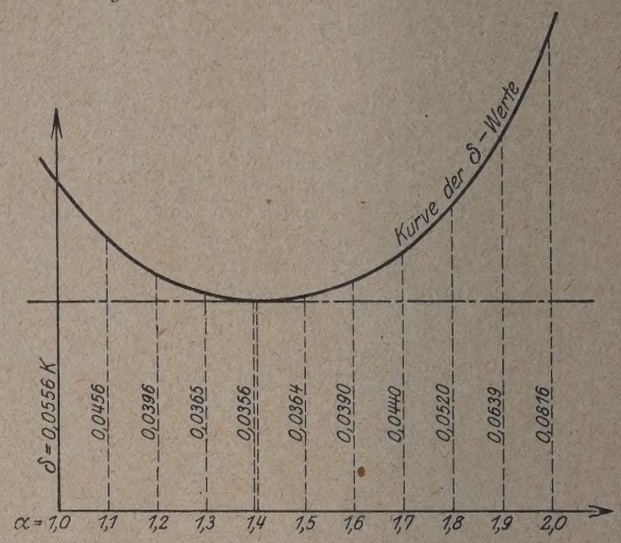


Abb. 6b.

allgemein ist: $$\delta = \frac{P\,h^2}{36\,E\,J_l}\left[L - \frac{S^2}{3\,L - 2\,l}\right].$$

Für $l = h$ und $k = 1$ folgt

$$\delta_3 = 0{,}0199 \text{ K.}$$

Für $l = h$ und $k = 0{,}5$ folgt

$$\delta_3' = 0{,}024 \text{ K.}$$

d) Zweigelenkrahmen (Abb. 9):

$$\frac{J_l}{J_v} = k; \quad N = \frac{1}{2} + h\,k;$$

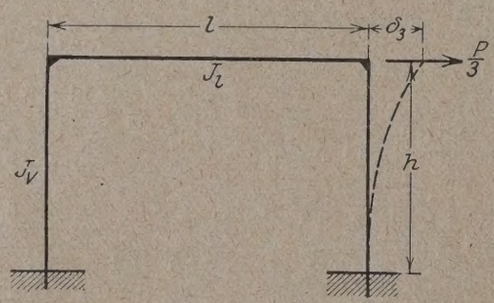


Abb. 8.

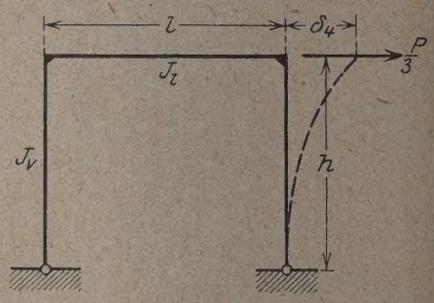


Abb. 9.

allgemein ist: $$\delta = \frac{P}{18} \cdot \frac{h^2}{E\,J_l}\,N.$$

Für $l = h$ und $k = 1$ folgt

$$\delta_4 = 0{,}0833 \text{ K.}$$

Für $l = h$ und $k = 1/3$ folgt

$$\delta_4' = 0{,}139 \text{ K.}$$

Man erkennt zunächst, daß der an seinen unteren Enden starr eingespannte Rahmen bereits bei konstantem Trägheitsmoment der Stütze die bei weitem kleinste horizontale Ausweichung δ_3 liefert. Setzt man $\delta_4 = 1$, so besteht das Verhältnis

$$\delta_4 : \delta_2 : \delta_1 : \delta_3 = 1 : 1 : 0{,}67 : 0{,}24.$$

Noch günstiger werden die Verhältnisse, wenn das Trägheitsmoment der Stütze von oben nach unten etwa nach Fall a_2) zunimmt.

Der in obigen Berechnungen fortgelassene Einfluß der Querkräfte auf die Durchbiegungen kann vernachlässigt werden, wie folgendes Beispiel zeigt:

Durchbiegung eines Freiträgers mit der Einzellast P am freien Ende infolge der Biegungsmomente:

$$\delta_M = \frac{1}{3} \cdot \frac{P h^3}{E J}.$$

Durchbiegung infolge der Querkräfte, da ein rechteckiger Querschnitt vorliegt:

$$\delta_Q = \frac{6}{5} \cdot \frac{P h}{G F},$$

worin G = Gleitmodul. Folglich ist:

$$\frac{\delta_M}{\delta_Q} = \frac{2 h^2}{3 d^2},$$

wenn $\frac{G}{E} = \frac{1}{5}$ gesetzt wird und d die Querschnittshöhe der Stütze bedeutet.

Da nun in der Regel $h \geqq 5 d$ ist, so folgt, daß $\delta_M \geq 16{,}7\, \delta_Q$ ist, also vernachlässigt werden kann.

Vergleicht man den Materialaufwand mit den zugehörigen Durchbiegungen für die Fälle a), a_1) mit seinen beiden Unterabteilungen und a_2), so ergeben sich bei gleicher Größe der zur Aufnahme der Biegungsmomente P·h erforderlichen Einspannungsquerschnitte folgende Verhältniszahlen für die Produkte $\mu = V \delta$, worin V das Volumen der Stütze bedeutet:

a) Stütze nach Abb. 4:

$$V = d h; \quad \delta = 0{,}0556\, K; \quad \mu = 0{,}0556.$$

a_1) Stütze nach Abb. 5 (a = o):

$$V = \frac{1}{2} \cdot \frac{d h}{10} \left[\frac{\sqrt[3]{1} + \sqrt[3]{1{,}7}}{2} + \frac{\sqrt[3]{1{,}7} + \sqrt[3]{2{,}4}}{2} + \cdots + \frac{\sqrt[3]{6{,}6} + \sqrt[3]{7{,}3}}{2} + \frac{\sqrt[3]{7{,}3} + \sqrt[3]{8{,}0}}{2} \right]$$

$$V = 0{,}805\, d h; \quad \delta = 0{,}1528\, K; \quad \mu = 0{,}123.$$

a_1) Stütze nach Abb. 5 $\left(a = \frac{h}{2}\right)$:

$$V = \frac{d h}{2} \left[0{,}5 + \frac{2 \cdot 0{,}805}{2} \right] \cong 0{,}652\, d h;$$

$$\delta = 0{,}2384\, K; \quad \mu = 0{,}155.$$

a_2) Stütze nach Abb. 6:

$$V = \frac{d h}{2} \left[1 + \frac{1}{3} \right] = 0{,}666\, d h$$

(angenähert, weil die V-Linie keine gemeine Parabel).

$$\delta = 0{,}1224\, K; \quad \mu = 0{,}081.$$

Die Stütze mit konstantem Querschnitt liefert also den kleinsten Wert $\mu = V \cdot \delta$.

Bei gleichem Volumen der Stütze mit parabelförmigen Trägheitsmomentenverlauf gegenüber einer solchen mit konstantem Querschnitt folgt $\delta = 0{,}0424\, K$, sodaß $\mu = 0{,}0424\, K$ wird, da $V = h \cdot d$ sein soll. Hierbei ergiebt sich die zur Erzielung der kleinsten Durchbiegung δ^* erforderliche Verteilung der Trägheitsmomente aus folgender Rechnung:

Mit den Bezeichnungen der Abb. 6a folgt für die Durchbiegung δ^* der Stütze mit parabelförmigem Trägheitsmomentenverlauf die Beziehung

$$\delta^* = \frac{0{,}552}{\alpha^3 d^3} + \frac{0{,}912}{(3 d - \alpha d)^3},$$

worin $\alpha = \frac{d_u}{d}$ gesetzt ist.

Dieser Wert δ^* wird für $\alpha \cong 1{,}4$ zu einem Kleinstwert (Bedingungsgleichung: $2{,}736\, \alpha^6 (3 - \alpha^2) - 1{,}656\, \alpha^2 (3 - \alpha)^6 = o$), d. h. die untere Querschnittshöhe der parabelförmigen Stütze muß etwa gleich der 1,4 fachen derjenigen mit konstantem J bei gleichem Volumen sein. Wie die graphische Darstellung in Abb. 6b zeigt, ändern sich diese Verhältnisse zwischen $\alpha = 1{,}2$ und $\alpha = 1{,}6$ nur wenig; darüber hinaus sind jedoch die Unterschiede beträchtlich. Die Höhe des oberen Stützenquerschnitts ergibt sich aus der Beziehung

$$d_o = \frac{3 d - d_u}{2} = 0{,}57\, d_u = 0{,}8\, d$$

Teilergebnis 1:

Um eine möglichst geringe obere horizontale Ausweichung der Stützen infolge der Fliehkraft P bei angenähert kleinstem Materialaufwand zu erhalten, müssen die Stützen an ihren unteren Enden möglichst starr eingespannt, an ihren oberen Enden durch kräftige Querriegel fest verbunden werden und ihr Trägheitsmoment muß parabelförmig, wie Abb. 6 zeigt, von unten nach oben abnehmen; d_o soll etwa gleich $0{,}57\, d_u = 0{,}8\, d$ sein (siehe Abb. 6a!). Hierin bedeutet d die konstante Höhe desjenigen Stützenquerschnitts, welcher ohne Rücksicht auf möglichst kleine Durchbiegung δ zur Aufnahme der Achsialkräfte und Biegungsmomente genügt.

Die Verminderung dieses Querschnitts oben auf 0,8 d wird eine nur untergeordnete Bedeutung gegenüber der Verringerung der Durchbiegung δ haben. (Fortsetzung folgt.)

ZUR FRAGE DER ZULÄSSIGEN BEANSPRUCHUNG VON BAUHOLZ.

Von Professor Dr. techn. Schönhöfer, Braunschweig.

Der Arbeitsausschuß für einheitliche technische Baupolizeibestimmungen des Normenausschusses der deutschen Industrie hat sich bisher in mehreren Sitzungen auch mit der Festlegung der zulässigen Inanspruchnahmen von Bauholz beschäftigt. Aus den Unterlagen zu den Sitzungen und den diesbezüglichen Beschlüssen geht hervor, daß die bisher üblichen Spannungsgrenzen für das Bauholz in der Mehrzahl der Fälle eine Erhöhung erfahren sollen.

Aus den Berichten über die bisher stattgefundenen Sitzungen kann man entnehmen, daß die geplanten Festigkeitszahlen für Bauholz noch nicht als endgültig anzusehen sind. Es ist daher noch Zeit, zu dieser wichtigen und einschneidenden Frage entsprechend Stellung zu nehmen. Diesem Bestreben soll auch die vorliegende Abhandlung dienen, welche lediglich den Zweck verfolgt, zur Klärung dieser Frage beizutragen.

Die Erläuterungen zum Entwurf der Bauholzfestigkeitswerte vom 15. November 1920 (in der Folge „Erläuterungen" geheißen) werden mit folgenden Worten eingeleitet:

> Die starken Schwankungen in den Festigkeitszahlen, die sich in der technischen Literatur finden, erschweren die Festsetzung der zulässigen Beanspruchungen. Die Schwankungen sind an und für sich erklärlich, denn Holz ist ein Naturerzeugnis. Die verschiedenen Bedingungen des Wachstums, Bodens, Klimas und der Einfluß von Wuchsfehlern führen selbst bei ein und derselben Holzart zu großen Unter-

schieden in den Festigkeitsergebnissen, so daß Durchschnittswerte schwer zu ziehen sind. Überdies sind die Versuchswerte nicht nur von der Güte und dem Feuchtigkeitsgehalt der Probestücke abhängig, sie sind auch nach den Prüfungsverfahren verschieden zu bewerten.

Aus diesen Bemerkungen geht zur Genüge die bekannte Tatsache hervor, daß sich die Festigkeitswerte für das Bauholz auf recht unsichere Grundlagen stützen. In diesem Belange unterscheidet sich das Bauholz ganz wesentlich von allen übrigen Baustoffen.

Wie bedeutend die Festigkeitszahlen überhaupt schwanken zeigt die Zusammenstellung 1 [1]). Daß aber auch die Mittelwerte von Versuchen sehr weit auseinanderliegen, erhellt aus der Zusammenstellung 2 [2]).

Zusammenstellung 1.

Schwankungen der Zahlenwerte der Ergebnisse der Festigkeitsprüfungen von Bauholz.

Holzart	Art der Beanspruchung in kg/cm²			
	Zug längs zur Faser	Druck längs zur Faser	Biegungsfestigkeit	Scherfestigkeit rechtwinklig zur Faser
Fichte	370 — 867	296 — 448	425 — 990	42 — 50
Tanne	111 — 1087	312 — 425	430 — 838	41 — 51
Kiefer	144 — 1278	302 — 444	327 — 562	31 — 60
Eiche Winter-	625 — 1451	—	453 — 1292	70 — 98
Eiche Sommer-	625 — 1451	364 — 511	618 — 1020	61 — 92
Buche Weiß-	274 — 1304	—	—	85 — 95
Buche Rot-	111 — 1527	386 — 612	657 — 1153	65 — 81

Zusammenstellung 2.

Schwankungen der Mittelwerte der Ergebnisse der Festigkeitsprüfungen von Bauholz.

Holzart	Art der Beanspruchung in kg/cm²	
	Zug längs zur Faser	Druck längs zur Faser
Fichte	600 — 750	280 — 440
Tanne	550 — 800	280 — 350
Kiefer	720 — 970	230 — 302
Eiche	700 — 1000	350 — 450
Buche	700 — 1100	380 — 420

Die in den „Erläuterungen" bemerkte verschiedene Bewertung der Festigkeitsergebnisse nach den Prüfnngsverfahren ist ein besonders wunder Punkt bei der vorliegenden Frage. Es betrifft dies sowohl die Größe und Form der Probekörper als auch die Art und Beschaffenheit des zu prüfenden Holzes. Es muß in dieser Hinsicht unbedingt einer Vereinheitlichung der Prüfungsverfahren zugestrebt werden und wäre diese Angelegenheit auch vom Arbeitsausschuß für einheitliche Baupolizeibestimmungen zu bearbeiten oder wenigstens in die Wege zu leiten. In diesem Belange sei auf die Grundlagen, die Rudeloff [3]) in einer Abhandlung niedergelegt hat, besonders hingewiesen.

Den Einfluß des Feuchtigkeitsgehaltes auf die Festigkeit des Holzes führen nachstehende, für Fichtenholz ermittelte Zahlen [4]) deutlich vor die Augen:

	Feuchtigkeit vH	Druckfestigkeit kg/cm²
vollkommen trocken	0	615
zimmertrocken	10	430
lufttrocken	15	340
luftfeucht	20	260
wassergetränkt	100	180

Der bekannte Holzforscher Lang äußert sich über den Einfluß des Feuchtigkeitsgehaltes auf das Holz [5]) in folgenden bezeichnenden Worten:

> Der bedeutende Einfluß des Wassergehaltes auf die Festigkeit des Holzes wurde bis vor 15 Jahren zu wenig betont, seine Nichtberücksichtigung trägt wohl mit die Schuld an den so beträchtlichen Unterschieden in den früheren Druckversuchsergebnissen, die man lediglich in der Ungleichheit des Baues der Bäume, den Wachstumsstörungen durch Äste, den klimatischen Einflüssen und zufälligen Verletzungen suchte. — — — — Wird das Holz, besonders das Hirnholz, nicht sorgfältig gegen Wasseraufnahme geschützt, so kann seine Feuchtigkeit in kurzer Zeit im Freien zwischen 10 bis 20 vH wechseln und dabei seine Festigkeit auf 60 vH des gut lufttrockenen Zustandes (10 vH) sinken, im Wasser sogar auf 40 vH, was in unseren Vorschriften über zulässige Spannungen scharf zum Ausdruck kommen sollte.

Die vorstehend angeführten Zahlenwerte und die zuletzt wiedergegebenen Worte von Lang fordern eine gebührende Berücksichtigung des Feuchtigkeitsgehaltes des Bauholzes bei der Festlegung der Spannungsgrenzen, namentlich hinsichtlich der Druckfestigkeit. Es ist entschieden nicht gleichgültig, ob sich das Holzbauwerk unter Dach, im Freien oder im Wasser befindet.

Über den nachteiligen Einfluß der Ästigkeit auf die Festigkeitseigenschaften des Bauholzes äußern sich die „Erläuterungen", wie folgt:

> Die Ästigkeit ist bei Nadelholz der häufigste und schädlichste Wuchsfehler. Es kommt hinzu, daß äußere Astreinheit noch keine Gewähr für fehlende Astbildung bietet, wenn die abgestorbenen Äste nur durch den Splint überwachsen sind und nicht beizeiten entfernt werden. In den Bestimmungen ist „geringe Astbildung" zur Voraussetzung gemacht, da die Forderung völliger Astreinheit nicht aufrecht zu erhalten wäre, wenn dem Baubedarf überhaupt noch genügende Holzmengen zur Verfügung stehen sollten. Selbstverständlich dürfen in den gefährlichen Querschnitten Äste nicht vorkommen.

Daß in irgendwelchen baupolizeilichen Vorschriften die völlige Astfreiheit schon allein aus praktischen Erwägungen unmöglich verlangt werden kann, ist ohne weiteres klar. Es ist nun wichtig, sich die Folgen dieser Voraussetzung klarzumachen.

Über den Einfluß der Ästigkeit im besonderen auf die Druckfestigkeit des Bauholzes gibt die Zusammenstellung 3, in welcher einige Versuchsergebnisse von Bauschinger [6]) zusammengetragen sind, ungefähre Anhaltspunkte.

[1]) Gewerbliche Materialkunde, herausgegeben von Dr. Paul Krais, Erster Band, „Die Hölzer", 1910, S. 363 u. f.

[2]) Melan, Der Brückenbau, I. Band, Einleitung und hölzerne Brücken, 1919, S. 104.

[3]) Rudeloff, Der heutige Stand der Holzuntersuchungen und die Vereinheitlichung der Prüfungsverfahren, Mitteilungen aus den Königlichen technischen Versuchsanstalten zu Berlin, 1899, S. 180.

[4]) Janka, Über die an der k. k. forstlichen Versuchsanstalt Mariabrunn gewonnenen Resultate der Holzfestigkeitsprüfungen, Zeitschrift des Österreichischen Ingenieur- und Architekten-Vereines, 1907, S. 565.

[5]) Lang, Das Holz als Baustoff, Zeitschrift für Architektur und Ingenieurwesen, 1913, S. 106.

[6]) Bauschinger, Untersuchungen über die Elastizität und Festigkeit verschiedener Nadelhölzer, Mitteilungen aus dem mechanisch-technischen Laboratorium der K. Technischen Hochschule in München, 1887, S. 12 u. f.

Zusammenstellung 3.
Einfluß der Ästigkeit auf die Druckfestigkeit von Nadelholz.

Holzart	Versuch Nr.	Druckfestigkeit in der Richtung der Faser in kg/cm²		
		Astfreies Holz	Beeinflussung des Bruches durch Astbildung	
			in geringem Maße	in stärkerem Maße
Fichte	4 f	245	241	223
	8 f	226	—	212
	35 f	—	243	224
Tanne	31 h	684	588	—
	36 h	565	—	480
	37 h	679	574	496
Kiefer	5 g	396	375	—
	20 g	461	—	356
	32 g	413	—	384

Aus dieser Gegenüberstellung der Festigkeitszahlen von astfreiem und ästigem Holz geht hervor, daß durch das Vorhandensein von Ästen die Größe der Bruchfestigkeit bei Druck mehr oder weniger herabgemindert wird.

Über den Einfluß der Ästigkeit auf die Zug- und Biegungsfestigkeit des Bauholzes sind leider im Schrifttum kaum brauchbare Ergebnisse bekannt geworden. Im Hinblick auf die üblichen überaus geringen Abmessungen der Querschnitte der Zugstäbe ist bei den Zugversuchen die Verwendung eines astfreien Holzes für die Probestäbe geradezu Voraussetzung, so daß die diesbezüglichen Festigkeitswerte nur für völlig astfreies Holz Geltung haben. Nun ist gerade die Ästigkeit für die Zugbeanspruchung, wie gleich näher erörtert wird, von ganz besonderer Bedeutung.

In den vorstehend aus den „Erläuterungen" wiedergegebenen Bemerkungen wird einerseits zugegeben, daß ein äußerlich astfrei erscheinendes Bauholz im Innern Äste aufweisen kann. Andererseits wird aber gesagt, daß in den gefährlichen Querschnitten selbstverständlich Äste nicht vorkommen dürfen. Das gibt einen unüberbrückbaren Widerspruch. Es sei denn, daß man das Vorhandensein oder Nichtvorhandensein von verborgenen Ästen in dem Bereich der gefährlichen Querschnitte vorher feststellen könnte [7]). Man wird daher bei der Voraussetzung eines Bauholzes mit geringer Astbildung unter allen Umständen mit dem Vorhandensein von Ästen im Bereich der gefährlichen Querschnitte zu rechnen haben. Das hat aber zur weiteren Folge, daß dieser Umstand bei der Festlegung der zulässigen Beanspruchungen entsprechend Berücksichtigung finden muß.

Es fragt sich, in welchem Maße die Verschwächung durch Äste bei den verschiedenen Arten der Beanspruchung berücksichtigt werden soll.

Bei den nur auf Druck (ohne Knickgefahr) beanspruchten Holzteilen erstreckt sich der Bereich der gefährlichen Querschnitte auf die ganze Länge. Es müßte also hier der Querschnitt, der die meisten Äste enthält, für die Sicherheit maßgebend sein. Ist ein Druckstab an seinen Enden durch Verzapfung, Verschraubung u. dgl. verschwächt und ist diese Verschwächung vom vollen Querschnitt abgezogen, so befindet sich der Bereich der gefährlichen Querschnitte an den Stabenden, ausgenommen den Fall, daß der in Abzug gebrachte verschwächende Querschnitt kleiner ist als die vorkommende größte Verschwächung durch Äste.

Die Wahrscheinlichkeit, daß an den Stabenden sich gerade Äste befinden, ist zwar an sich gering, dafür ist aber das Vorhandensein von Ästen an den Stabanschlüssen von besonders großer Gefahr.

Günstiger liegen die Verhältnisse bei den auf Druck mit Knickgefahr beanspruchten und auf Knickung berechneten und bemessenen Holzstäben. Es erstreckt sich dann der Bereich der gefährlichen Querschnitte nur über den Knickbereich, da in den übrigen Teilen des Holzstabes ein Mehr an Querschnitt vorhanden ist. Die besondere Gefahr des Vorhandenseins von Ästen an den verschwächten Stabenden ist auch hier vorhanden.

Bei den auf Zug beanspruchten Holzstäben liegen die Verhältnisse ähnlich wie bei den auf reinen Druck beanspruchten Holzteilen, nur ist die Gefahr, welche das Vorhandensein der Äste mit sich bringt, hier ganz wesentlich größer. Bei den gedrückten Holzstäben werden die rechtwinklig zur Druckrichtung stehenden Äste ziemlich gefahrlos sein, da sie den Druck größtenteils weitergeben. Dagegen sind hier die schräg zur Druckrichtung liegenden Äste gefährlich, weil sie zur Bildung von Längssplitterungen oder von Scherflächen Veranlassung geben können. Ganz anders liegen die Verhältnisse bei den Zugstäben, bei welchen die Äste in ähnlicher Weise verschwächend wirken, wie die Schraubenlöcher. Besonders gefährlich sind die am häufigsten vorkommenden querliegenden Äste, weil diese den Querschnitt besonders stark schwächen.

Bei den auf Biegung beanspruchten Stäben oder Balken sind die Äste vor allem im Bereich der größten Biegungsmomente im Hinblick auf ihre verschwächende Wirkung (besonders auf der Zugseite) gefährlich. Da die Biegungsmomentenlinien beim Größtmoment sehr flach verlaufen, so ergibt sich dadurch ein ausgedehnter Bereich der gefährlichen Querschnitte. Nun haben die Biegungsversuche mit Holzbalken und Holzstäben gezeigt, daß die Zerstörung derselben (namentlich bei großer Länge) auch vielfach durch Abscherung an den Enden erfolgt [8]). Daß in dieser Hinsicht durch das Vorhandensein von Ästen die Zerstörung besonders begünstigt wird, ist klar. Es kommen also zu dem Gefahrenbereich der größten Momente noch die Gefahrenbereiche in der Nähe der größten Querkräfte dazu, so daß sich die ungefährlichen Querschnitte nur auf verhältnismäßig kleine Stücke des Balkens erstrecken werden.

Daß die Ästigkeit beim Druck quer zur Faser, beim Schub quer oder längs zur Faser besonders verschwächend wirkt, bedarf wohl keiner besonderen Begründung.

Aus vorstehenden Äußerungen ergibt sich daher die zwingende Notwendigkeit, aus der Zulassung einer „geringen Astbildung" die Folgerung zu ziehen, die darin besteht, daß die dadurch hervorgerufenen Querschnittsverschwächungen bei der Festlegung der Spannungsgrenzwerte gebührend berücksichtigt werden. Im allgemeinen ist dazu noch folgendes zu bemerken. Die Gefahr der Verschwächung durch Äste wird um so größer sein, je kleiner die der Berechnung zugrunde gelegte Querschnittsfläche ist. Anderseits wird bei sehr großen Querschnitten die Gefährlichkeit von Ästen mehr in den Hintergrund treten.

In den „Erläuterungen" befindet sich kein besonderer Hinweis darauf, daß das Holz ein Baustoff ist, der im Laufe der Zeit an Güte verliert. Es ist allerdings durch Versuche nachgewiesen worden, daß die Festigkeit des nicht der Feuchtigkeit und Nässe ausgesetzten Holzes im Laufe der Jahre (wahrscheinlich zum größten Teil infolge der Abnahme des Feuchtigkeitsgehaltes) etwas zunimmt, daß aber dagegen die Biegungsarbeit geringer wird, oder mit anderen Worten das Holz an Biegsamkeit verliert [9]). Dieser nur dem Bauholz unter Dach zukommenden geringen Gütezunahme steht jedoch die bedeutende Verminderung der Güte infolge der fortschreitenden Zerstörung des Holzes gegenüber.

Das unter Dach befindliche Bauholz wird im Laufe der Zeit von Holzwürmern zerfressen. In dieser Hinsicht hat man bei alten Holzdecken oder hölzernen Dachstühlen nicht selten Hölzer gefunden, die bis auf wenige Fasern zu Mehl zerfressen waren. Bis zu einem solchen Maß der Zerstörung braucht es allerdings Jahrzehnte. Viel rascher erfolgt die

[7]) Das wäre vielleicht mit Röntgenstrahlen möglich.

[8]) Vergl. u. a.: Prüfung der Festigkeit des Holzes, Zentralblatt der Bauverwaltung, 1905, S. 298.

[9]) Wijkander: Über den Einfluß der Zeit auf die Festigkeitseigenschaften des Holzes, Baumaterialienkunde, 1904, S. 54.

Schädigung und Zerstörung des im Freien befindlichen Bauholzes durch die Fäulnis. Während ständig unter Wasser befindliches Bauholz durch Jahrhunderte erhalten bleibt, wird dagegen ein nur zeitweise im Wasser befindliches Holz in ziemlich kurzer Zeit ein Raub der Fäulnis.

Eine wiederholte Prüfung der Holzbauten in bezug auf das Verderben des Bauholzes im Laufe der Zeit verbietet sich sowohl aus technischen und praktischen Gründen als auch wegen der hohen Kosten. Anderseits muß damit gerechnet werden, daß die Eigentümer der Holzbauwerke hinsichtlich der Erhaltung derselben entweder gar nichts oder nur das Allernotwendigste tun. Es kann daher die im Laufe der Zeit einsetzende Verminderung der Güte des Bauholzes namentlich bei Bauten im Freien oder im Wasser bzw. Grundwasser mit wechselndem Wasserstand nur durch entsprechende Niedrighaltung der Spannungsgrenzen einigermaßen Berücksichtigung finden.

Eine Ausnahme hätte allerdings für alle Holzbauten zu gelten, bei welchen das Holz gegen die Zerstörung entsprechend geschützt ist. Der Schutz des Holzes durch Anstrich kommt bei Holzbauten selten vor und hat auch nur einen Wert, wenn der Anstrich genügend oft erneuert wird, was aber in der Regel nicht der Fall ist. Dagegen liefert das Tränken des Holzes einen wertvollen und auch ziemlich dauerhaften Schutz gegen die Zerstörung. Es wird sogar durch das Tränken die Güte des Holzes erhöht, was im besonderen durch Versuche des Telegraphenversuchsamtes in Berlin mit rohem und mit teerölgetränktem Kiefernholz nachgewiesen wurde[10]). In der Zusammenstellung 4 sind die diesbezüglichen Versuchsergebnisse gegenübergestellt. Es sind daher den Bauten aus getränktem Holz entsprechend höhere zulässige Inanspruchnahmen zuzugestehen, weil dadurch das Holz gegen Zerstörung besser geschützt ist und jedenfalls auch die Güte des Holzes erhöht wird, was allerdings hinsichtlich anderer Tränkungsmittel als Teeröl noch durch Versuche zu beweisen wäre.

Zusammenstellung 4.

Erhöhung der Festigkeitswerte durch Tränken von Kiefernholz mit Teeröl.

Festigkeiten in kg/cm²	Rohes Holz		Getränktes Holz		Erhöhung in vH
	von — bis	Mittelwert	von — bis	Mittelwert	
Biegungsfestigkeit	749—989	846	876—994	934	10,4
Druckfestigkeit längs zur Faser	408—419	414	454—483	466	12,6
Scherfestigkeit Spiegelfläche . .	93—102	99	104—105	105	6,1
Scherfestigkeit Wölbfläche . . .	37— 94	60	89—103	95	58,3

In den „Erläuterungen" heißt es weiter, wie folgt:

Bei Bauten für vorübergehende Zwecke waren bisher vielfach um 50 vH höhere Beanspruchungen zulässig. Der Entwurf gestattet nur eine Erhöhung um 25 vH, weil gerade diese Bauten häufig schlechter konstruiert und weniger sorgfältig ausgeführt werden, überdies viel mehr Zufälligkeiten ausgesetzt sind als die bleibenden Bauten. Die Spannungserhöhung um ein Viertel erscheint ausreichend, zumal für vorläufige Bauten nicht immer ganz einwandfreies Holz verwendet wird.

Freitragende Tragwerke von mehr als 10 m Spannweite, bei denen die Stabquerschnitte also voll ausgenutzt werden, sollen nicht als vorübergehende Bauten behandelt werden, selbst wenn sie vorübergehenden Zwecken dienen. Die Vergünstigungen für diese Bauten sind häufig mißbraucht und für Hallen, die Jahre hindurch als Fabrik oder Lagerräume dienten, in Anspruch genommen werden.

Dieser Standpunkt der „Erläuterungen" zu den vorübergehend errichteten Holzbauten muß entschieden gebilligt werden. Insbesondere ist es zu begrüßen, daß der mißbräuchlichen Ausnutzung der Erleichterungen für zeitweilige Holzbauten eine Grenze gesetzt wird. Es dürfte sich aber empfehlen, auf die Dauer der zeitweiligen Holzbauten gebührend Rücksicht zu nehmen.

In den „Erläuterungen" ist weiter folgende Auffassung von Bedeutung:

Die Neben- und Zusatzspannungen, die durch das Schwinden oder die elastische Nachgiebigkeit des Holzes, durch Wärmeunterschiede, durch nicht gelenkige Ausbildung der Knotenpunkte oder infolge des Durchlaufens der Gurte entstehen, dürfen gegenüber den stark schwankenden Festigkeitswerten des Holzes im allgemeinen vernachlässigt werden.

Diesen Grundsätzen kann man hinsichtlich der Nebenspannungen infolge der aufgezählten statischen Beweggründe ohne weiteres beipflichten. Es werden insbesondere die Nebenspannungen infolge der nicht gelenkigen Ausbildung der Knotenpunkte bei den Holzfachwerken im allgemeinen gering sein. Dagegen entstehen durch das Schwinden der Hölzer und bei Bauten im Freien und im Wasser auch durch das Quellen der Hölzer namhafte Zusatzkräfte, insbesondere in den Knotenpunkten, die man zwar, weil schwer erfaßbar, am besten vernachlässigen wird, deren Wirkung aber bei der Festlegung der Spannungsgrenzen Berücksichtigung finden muß.

In den „Erläuterungen" befindet sich an letzter Stelle noch folgende wichtige Bemerkung:

Knotenpunkte, die eine einwandfreie und sichere rechnerische Untersuchung nicht gestatten, durch Vornahme von Probebelastungen nachzuprüfen, ist ein Hilfsmittel, von dem man wegen des beträchtlichen damit verbundenen Zeit- und Kostenaufwandes nur selten Gebrauch machen kann. Es wird sich daher empfehlen, Systeme von kleiner, statisch faßbarer Anordnung zu wählen, um die Rechenarbeit auf ein möglichst geringes Maß zu beschränken.

Diese im Schlußsatz ausgesprochenen durchaus zu beherzigenden Worte seien noch durch eine Bemerkung ergänzt, wie sie Ackermann[11]), auf Grund seiner wertvollen Versuche mit Holzverbindungen aufgestellt hat.

Wegen der sehr veränderlichen und ungleichmäßigen Festigkeitsverhältnisse und Formänderungen des Holzes ist das gleichmäßige Zusammenarbeiten, wie es bei Eisenkonstruktionen vorausgesetzt wird, bei komplizierten Holzverbindungen eine sehr unsichere und unzuverlässige Sache, es haben daher alle Künsteleien, die eine Erhöhung der Tragkraft von Holzverbindungen bezwecken sollen, vielfach nur einen zweifelhaften Wert.

Da gerade bei den Holzbauten die Anordnung des Tragwerkes und vor allem die Durchbildung der Knotenpunkte von einschneidender Bedeutung für die Sicherheit sind, so sollte dieser Punkt auch bei der Bemessung der zulässigen Spannungen Berücksichtigung finden. Bei Anordnung von verwickelten und unklaren Holzverbindungen und bei statisch nicht ganz einwandfreien Ausführungen müssen daher die Grenzen der Beanspruchungen herabgesetzt werden. Bis für die in der Praxis vorkommenden Holzbauten sämtliche Normenblätter aufgestellt sein werden, kann für ein unbegründetes Abweichen von der Norm eine Verminderung der Inanspruchnahmen verlangt werden.

Aus den zuletzt angeführten Bemerkungen in den „Erläuterungen" geht hervor, daß von der Vornahme von Probe-

[10]) Simmersbach, Die Konservierung von Holz, Glasers Annalen für Gewerbe und Bauwesen, 1917, S. 129.

[11]) Ackermann, Die Montierung der Sitterbrücke der Bodensee-Toggenburgbahn, Der Eisenbau, 1910, S. 427.

belastungen wegen des beträchtlichen Zeit- und Kostenaufwandes abgesehen wird. Auch ist in den „Erläuterungen" nirgend erwähnt, daß das zur Anwendung gebrachte Bauholz irgend einer Güteprobe unterworfen werden soll. Wenn man bedenkt, daß bei den meisten übrigen Baustoffen seit jeher Güteproben und unter Umständen auch Belastungsproben der Bauwerke verlangt werden, so muß man sich wundern, daß gerade bei dem Bauholz, dessen Bild am meisten schwankt, eine Ausnahme gemacht wird.

Es ist selbstverständlich, daß man solche Güteproben und Belastungsproben nur bei größeren und wichtigen Bauwerken verlangen wird. Was im besonderen die Güteprobe anbelangt, so könnte da eine Biegeprobe angeordnet werden, welche am Bauplatz aus dem Bauholz in bestimmter Anzahl mit Hilfe einer einfachen Vorrichtung vorgenommen werden könnte. Über den Wert oder Unwert einer solchen Probe wird man streiten können, nicht aber über den Erfolg einer solchen derartigen Maßnahme selbst, indem der Unternehmer dadurch gezwungen wird, der Güte des Bauholzes ein besonderes Augenmerk zu widmen, welche Pflicht bislang zuweilen zum Schaden des Bauwerkes vernachlässigt wurde. Durch solche Güteproben und Belastungsproben würden auch die unlauteren Bauunternehmer ausgeschaltet werden. Mit der Bedingung der Vornahme von Güteproben und Belastungsproben soll die Gewährung einer angemessenen Erhöhung der Spannungsgrenzen Hand in Hand gehen.

Der Holzbau hat in letzter Zeit im Deutschen Reiche ganz bedeutende Fortschritte aufzuweisen, was hauptsächlich auf den Umstand zurückzuführen ist, daß größere Holzbauten zumeist nicht mehr handwerkmäßig hergestellt werden, sondern gestützt auf sorgfältige statische Berechnungen und Entwürfe bei Verwendung von ausgesuchtem, gut gepflegtem und mit Hilfe neuzeitlicher Werkzeugmaschinen bearbeitetem Bauholz durch geschulte Kräfte zur Aufstellung kommen. Die Bauwerke von solchen neuzeitlichen Holzbauunternehmungen verhalten sich zu den Erzeugnissen gewöhnlicher Zimmermannsarbeit ungefähr wie das Bauwerk einer Eisenbaufabrik zum Erzeugnis einer Schlosserwerkstatt.

In den „Erläuterungen" wird beim Nachweis von ausgesuchtem Holz eine Erhöhung der meisten Spannungsgrenzen um $^1/_5$ zugestanden. Diese Erhöhung ist ziemlich hoch gegriffen und hat außerdem wenig Wert, wenn nicht mit der Verwendung eines vorzüglichen Holzes auch eine tadellose und sorgfältige Ausführung Hand in Hand geht. Was nützt das allerbeste astfreie und fehlerfreie Bauholz, wenn die Durchbildung des Bauwerkes mangelhaft ist. In dieser Hinsicht kann man in der Praxis manches Wunder erleben. Von den vielen abschreckenden Beispielen, die man da zu sehen bekommt, sei nur eines herausgegriffen, über welches Bernhard ausführlich berichtet [12]). Aus vorstehenden Äußerungen ergibt sich daher die Forderung, daß eine Erhöhung der Spannungsgrenzen für Verwendung von ausgesuchtem Holz nur bei gleichzeitiger sorgfältiger und tadelloser Ausführung gewährt werden kann.

Schließlich soll noch eines Umstandes gedacht werden, der auf die Höhe der Inanspruchnahmen des Bauholzes von Einfluß ist. Manche Holzbauwerke, namentlich jene der Industrie, sind ständigen oder zeitweiligen Erschütterungen ausgesetzt. Das Holz an sich verträgt solche Erschütterungen verhältnismäßig gut. Dagegen werden die Holzverbindungen durch Stoßwirkungen sehr in Mitleidenschaft gezogen, so daß in dieser Hinsicht mit einer fortlaufenden Verringerung der der Sicherheit des Bauwerkes gerechnet werden muß. Dieser Umstand muß durch eine entsprechende Herabsetzung der zulässigen Inanspruchnahmen Berücksichtigung finden, wobei die Größe der Erschütterungen und der Umstand, ob sie mittelbar oder unmittelbar zur Wirkung kommen, entsprechend zu berücksichtigen ist.

[12]) Bernhard, Einsturz infolge mangelhafter Stoß-Verbindung, Der Holzbau (Deutsche Bauzeitung), 1920, S. 24.

Am Schluß dieser Ausführungen seien die Zahlenwerte der preußischen Hochbaubestimmungen [13]) und der Städtischen Tiefbaudeputation Berlin [14]), ohne auf dieselben näher einzugehen, in den Zusammenstellungen 5 und 6 ausgewiesen.

Zusammenstellung 5.

Zulässige Inanspruchnahmen des Bauholzes nach den preußischen Hochbaubestimmungen.

Holzart		Zulässige Beanspruchung längs zur Faser kg/cm²			
		Zug	Druck	Biegung	Abscherung
Eichenholz	Gesundes trockenes Holz von einwandfreier Beschaffenheit	100	80	100	10
Kiefernholz		100	60	100	10
Fichtenholz		90	50	90	8
Tannenholz		80	50	80	8

Anmerkung zu Zusammenstellung 5:

Dauernd durchnäßtes Holz hat wesentlich geringere Widerstandsfähigkeit.

Bei Bauten für vorübergehende Zwecke (Rüstungen, Ausstellungshallen u. dgl.) dürfen die Zahlen um 25 vH erhöht werden.

Stützen und gedrückte Bauglieder müssen nach der Eulerschen Formel mit $E = 100\,000$ kg/cm² eine sieben- bis zehnfache Knicksicherheit besitzen ($J_{min} = 70\ P\,l^2$ bis $100\ P\,l^2$). Die untere Grenze von J gilt aber nur für Bauten zu vorübergehenden Zwecken.

Zusammenstellung 6

Zulässige Inanspruchnahme des Bauholzes nach den Vorschriften der Berliner Tiefbaudeputation.

Art der Beanspruchung	Nadelholz kg/cm²	Eichenholz kg/cm²
Auf Biegung, Zug und Druck längs zur Faser	80	100
Druck rechtwinklig zur Faser	30	50
Abscherung längs zur Faser	15	20
Abscherung rechtwinklig zur Faser	60	80

Zusammenfassung.

Aus den vorstehenden Erörterungen geht hervor, daß hinsichtlich der Feststellung der zulässigen Inanspruchnahmen für das Bauholz äußerste Vorsicht walten muß und insbesondere eine Reihe von Umständen zu berücksichtigen sind, die für eine Herabminderung der Grenzwerte sprechen, während anderseits die Erfüllung bestimmter Voraussetzungen zu einer Erhöhung der Grenzwerte führen soll. Ehe die Schlußergebnisse aus den Äußerungen gezogen werden, sei ausdrücklich bemerkt, daß die vorliegende Arbeit keinen Anspruch auf Vollständigkeit erhebt. Es gibt noch manche Punkte, die noch der Besprechung zu unterziehen wären, wie die Knickfrage, die Frage der Stabanschlüsse, insbesondere der Bolzenlochleibungsdruck, weiter der Schwellen- und Stempeldruck, die zusammengesetzten Balken u. a. m. Es sei daher an dieser Stelle im besonderen auf

[13]) Bestimmungen über die bei Hochbauten anzunehmenden Belastungen und über die zulässigen Beanspruchungen der Baustoffe vom 24. Dezember 1919.

[14]) Vorschriften über die Belastungsannahmen und zulässigen Beanspruchungen für Bauten der Städtischen Tiefbau-Deputation Berlin vom Juli 1913.

die Veröffentlichungen von Mertens[15]), Jackson[16]) und Lewe[17]) hingewiesen, welche sich ebenfalls mit dem Gegenstand der vorliegenden Abhandlung befaßt haben.

Die in vorstehenden Zeilen mehrfach angeführten „Erläuterungen" haben bei der Aufstellung der zulässigen Holzbeanspruchungen in der Sitzung des Arbeitsausschusses für einheitliche technische Baupolizeivorschriften am 6. Dezember 1920 die unmittelbare Grundlage abgegeben. Die in der letzten Sitzung dieses Ausschusses am 12. März 1921 angenommenen zulässigen Holzinanspruchnahmen und diesbezüglichen Bestimmungen fußen auf einem Entwurf, der unter Berücksichtigung der Vorschläge der hier mehrfach angeführten „Erläuterungen" vom Arbeitsausschuß für Holz aufgestellt worden ist.

Unter Bezugnahme auf die vorangegangenen Erörterungen und unter Hinweis auf die vorerwähnten neuesten Beschlüsse des Baupolizeiausschusses, welche in der Zusammenstellung 7 ausgewiesen sind, seien folgende Vorschläge zur Verbesserung und Ergänzung diesem Arbeitsausschuß unterbreitet.

Zusammenstellung 7.

Die vom Arbeitsausschuß für einheitliche technische Baupolizeivorschriften in der Sitzung am 12. März 1921 vorgeschlagenen zulässigen Beanspruchungen des Bauholzes in kg/cm².

Art der Beanspruchung	Holzart		Bemerkungen
	Laubholz (Eiche und Buche)	Nadelholz (Kiefer, Fichte, Tanne)	
Druck in der Faserrichtung	90	60	
Druck bei Biegung an den Kanten des Querschnittes	100	90	
Örtlicher Druck rechtwinklig zur Faserrichtung auf ganzer Breite, ohne Kantenbelastung (Schwellendruck).	50	20	Gültig bei einem Überstand, der das 1½-fache der Schwellenhöhe beträgt.
Örtlicher Druck rechtwinklig zur Faserrichtung auf einen Bruchteil der Breite, ohne Kantenbelastung (Stempeldruck).	60	25	Die Schwelle muß mindestens 2 cm breiter sein als der Stempel.
Zug in der Faserrichtung und Zug bei Biegung an den Kanten des Querschnittes	100	90	Eine Steigerung zufolge der Punkte 3, 6 und 7 ist unzulässig.
Abscherung in der Faserrichtung.	15	10	
Elastizitätsmaß bei Druck in der Faserrichtung bei Biegung	110 000	110 000	
Knickung.	—	—	Die bisher geltenden Bestimmungen bleiben einstweilen bestehen.

Anmerkung zu Zusammenstellung 7:

1. Die rechnerisch ermittelte Durchbiegung von Deckenbalken von mehr als 7 m Stützweite, welche auf 2 Stützen ruhen, darf $^1/_{500}$ der Stützweite nicht überschreiten.

Bei durchlaufenden Balken auf 3 oder mehr Stützen darf sich eine Durchbiegung von höchstens $^1/_{300}$ der Stützweite ergeben, wenn der betreffende Balken als auf den Stützen unterbrochen angesehen wird.

Bei Kleinwohnungen und bei den in Ziffer 3 genannten Bauwerken darf die rechnerisch ermittelte Durchbiegung $^1/_{400}$ bzw. $^1/_{230}$ der Stützweite erreichen.

2. Die vorstehenden zulässigen Beanspruchungen setzen lufttrockenes fehlerfreies Holz ohne erhebliche Astbildung im allgemeinen und ohne jede Astbildung im gefährlichen Querschnitt voraus, sie beziehen sich auf den ganzen Querschnitt, d. h. Kern- und Splintholz zusammen.

3. Bei Gerüsten, sonstigen Bauten für vorübergehende Zwecke und Bauhilfsgerüsten dürfen die zulässigen Inanspruchnahmen um $^1/_4$ erhöht und die Knicksicherheit um $^1/_5$ der sonst vorgeschriebenen Zahl ermäßigt werden. Dächer und Hallenbinder von mehr als 10 m Spannweite bleiben von dieser Vergünstigung ausgenommen, selbst wenn sie vorübergehenden Zwecken dienen.

4. Bei Tragwerken, zu denen Wasser dauernd Zutritt hat, sind die Beanspruchungen herabzusetzen. Falls erforderlich auf $^2/_3$ dieser Werte. Für dauernd im Wasser befindliches Holz ist die Beanspruchung unter Umständen bis auf $^1/_3$ der obigen Werte zu ermäßigen.

5. Die vorstehenden zulässigen Beanspruchungen gelten bei gleichzeitiger ungünstigster Wirkung der ständigen Last, der Verkehrslast und der Schneelast. Bremswirkung oder Schrägzug, soweit sie von einem Kran herrühren, Riemenzug und dgl. sind der Verkehrslast zuzurechnen. Bei Stützen ist der Einfluß der Exzentrizität nachzuweisen.

6. Bei Berücksichtigung gleichzeitiger Einwirkung von Windlast, Wärmeschwankungen sowie der Bremskräfte von mehr als einem Kran außer den unter 5 genannten Lasten dürfen die zulässigen Beanspruchungen um $^1/_6$ erhöht und die Knicksicherheiten um $^1/_5$ ermäßigt werden.

7. Wenn für eine sorgfältigste Ausführung des Holzes und für eine den strengsten Anforderungen genügende Durchbildung, Berechnung und Ausführung volle Sicherheit gewährleistet ist und die Ausführung der Bauwerke durch einen zuverlässigen, auch mit der Standsicherheitsberechnung vertrauten Ingenieur überwacht wird, ist, die unter 5 genannte Lastwirkung vorausgesetzt, bei Dächern, Hallenbauten und hallenartigen Gebäuden die Erhöhung der zulässigen Beanspruchungen um $^1/_6$ und die Ermäßigung der Knicksicherheiten um $^1/_5$ zulässig. Falls auch die unter 6 genannten, also sämtliche möglichen Einwirkungen berücksichtigt werden, dürfen die Beanspruchungen um $^1/_3$ gesteigert und die Knicksicherheiten um $^1/_3$ ermäßigt werden. Es muß jedoch eine mindestens vierfache Knicksicherheit nach Euler vorhanden sein.

8. Maßgebend für die Querschnittsbestimmung ist stets derjenige Belastungsfall, der den größten Querschnitt ergibt.

1. Es ist zunächst ein klar und deutlich umschriebener Grundfall aufzustellen, für welchen die Zahlenwerte der zulässigen Inanspruchnahmen, „Grundwerte" genannt, Geltung haben. Als solcher Grundfall soll angesehen werden ein dauerndes Bauwerk, unter Dach, vor Nässe und Feuchtigkeit geschützt, aus gewöhnlichem, lufttrockenem, fehlerfreiem Bauholz mit geringer Astbildung, zimmermannsmäßig hergestellt.

2. Im Hinblick auf die überaus schwankenden und unsicheren Ergebnisse der Festigkeitsversuche, unter Berücksichtigung des Umstandes, daß mit Ästigkeit im Bereich der gefährlichen Querschnitte gerechnet werden muß, unter Beachtung der schädlichen Wirkungen des Schwindens

15) Mertens, Über technische Baupolizeibestimmungen und die Möglichkeit und Notwendigkeit ihrer Vereinheitlichung, Doktorarbeit, Techn. Hochschule Dresden, 1919.

16) Jackson, Über die Größe der zulässigen Beanspruchungen des Holzes im Ingenieurbau, vor allem für freitragende Holzkonstruktionen, Der Holzbau (Deutsche Bauzeitung), 1920, S. 9.

17) Lewe, Bestimmungen für zeitgemäße Bauweisen, insbesondere für moderne Holzbaukonstruktionen, Mitteilungen der Gesellschaft für Bauingenieurwesen (Der Bauingenieur), 1920, S. 21

des Holzes und seiner im Laufe der Zeit einsetzenden Zerstörungen erscheinen die in Zusammenstellung 7 angeführten Festigkeitswerte als Grundwerte zu hoch gegriffen. Sie sind um etwa 10 vH zu verringern.

Bei der zulässigen Zugbeanspruchung (die von der Zugspannung bei Biegung zu trennen wäre) muß die Verringerung noch größer sein und etwa 20 vH betragen, weil die Ergebnisse der Zugversuche auf Probestäben beruhen, zu denen nur tadelloses astfreies Holz zur Verwendung kommt, weil die verschwächende Wirkung der Äste bei den Zugstäben besonders groß ist und weil die Anschlüsse der Zugstäbe besondere Gefahren in sich bergen.

3. Bei Bauten im Freien, die der Feuchtigkeit und Nässe ausgesetzt sind, sollen die Grundwerte um etwa 30 vH herabgesetzt werden, weil sich die Festigkeiten durch Feuchtigkeit und Nässe wesentlich verringern, weil das Quellen und Schwinden schädliche Wirkungen ausübt und weil schließlich das Holz einer baldigen Zerstörung anheimfällt. Wird bei solchen Bauten getränktes Holz verwandt, welches der Zerstörung widersteht, so hat die Verminderung der Grundwerte nur etwa 20 vH zu betragen. Ist die Tränkung durch ein wasserabweisendes Mittel (Teeröl) bewirkt worden, so genügt eine Verkleinerung der Grundwerte um etwa 10 vH [18]).

4. Bei Bauten im Wasser sollen für die dauernd unter Wasser befindlichen Bauteile die Grundwerte um etwa 50 vH verringert werden, weil die Festigkeit von nassem Holz besonders gering ist. Für die Bauteile, die einem schwankenden Wasserspiegel ausgesetzt sind, muß die Verringerung der Grundwerte etwa 70 vH. betragen, weil hier zur Festigkeitsverminderung noch die rasche Zerstörung hinzu kommt [18]).

5. Bei Bauwerken, die Erschütterungen erfahren, sollen bei den Bauteilen, die unmittelbar großen Stößen ausgesetzt sind, die Grundwerte um etwa 20 vH und im besonderen die Zugspannungen um etwa 30 vH vermindert werden. Bei den Bauteilen, die große Stöße nur mittelbar oder geringe Stöße unmittelbar erfahren, sind die Grundwerte um etwa 10 bzw. 20 vH zu ermäßigen.

6. Bei Bauwerken mit schwierigen Holzverbindungen und statisch unklarer Durchbildung sind die Grundwerte um etwa 10 vH zu verringern.

7. Bei vorübergehend errichteten Bauten können die Grundwerte erhöht werden, und zwar bei einer Dauer von einem halben Jahr im Sommer um etwa 25 vH, bei der gleichen Zeit im Winter um etwa 15 vH, bei der Dauer bis zu zwei Jahren um etwa 10 vH und bei der Dauer bis zu drei Jahren um etwa 5 vH. Tragwerke über 10 m Stützweite sind von der Begünstigung ausgeschlossen.

8. Bei Bauwerken, welche unter Anwendung der neuzeitlichen Hilfsmittel einwandfrei sach- und fachgemäß hergestellt sind und bei denen ausgesuchtes oder geprüftes Bauholz verwandt wurde, können die Grundwerte um etwa 20 vH erhöht werden.

9. Bei Bauwerken unter Dach aus getränktem Holz können die Grundwerte mit Ausnahme der Zugspannungsgrenzwerte um etwa 10 vH erhöht werden.

10. Übersteigt der nutzbare Querschnitt das Maß von 400 cm^2, so können die Grundwerte bei jedem Mehr von 100 cm^2 um etwa 1 vH bis höchstens etwa 10 vH vergrößert werden, weil der die Sicherheit verringernde Einfluß der Ästigkeit mit zunehmendem Querschnitt abnimmt.

11. Unterliegen bei einem Bauwerk die Grundwerte in mehreren Fällen entweder der Verringerung oder der Erhöhung, so ist die Gesamtzahl aus den Verringerungen bzw. den Erhöhungen um etwa $^1/_3$ herabzusetzen.

Unterliegen die Grundwerte sowohl Verringerungen als auch Erhöhungen, so ist der Unterschied der Gesamtzahlen zu bilden.

In keinem der möglichen Fälle dürfen die Grundwerte um etwa 25 vH überschritten werden und soll der Höchstbetrag der Herabsetzung der Grundwerte bei Bauten im Trockenen nicht mehr als etwa 50 vH und bei Bauteilen im Wasser nicht mehr als etwa 80 vH betragen.

ERSATZBAUSTOFFE UND SPARSAME BAUSTOFFE.

Von Oberbaukommissar Bulnheim, Dresden.

Über diesen Gegenstand habe ich am 8. Mai vor. Js. auf der Tagung der „Vereinigung der höheren technischen Baupolizeibeamten" in Berlin einen Vortrag gehalten, der in wesentlicher Abkürzung in Heft 17/18 der Zeitschrift „Bauamt und Gemeindebau" auf S. 88/89 abgedruckt worden ist.

Meine damals, im Mai 1920, zum Ausdrucke gebrachten Anschauungen sind beim Abdruck des Vortrages Ende April d. J. durch den Wechsel der Verhältnisse z. T. schon weit überholt worden. Dies gilt in ganz besonderem Maße hinsichtlich des Walzeisens. Ich stellte Anfang Mai 1920 folgendes fest:

„Die Vorräte an Baueisen sind augenblicklich so gering, daß Walzeisen nur in den dringendsten Fällen verwendet werden kann. Nach dem Urteile maßgebender Sachkenner ist die in der Fachpresse oft ausgesprochene Befürchtung, daß unsere Roheisenvorräte in verhältnismäßig kurzer Zeit ganz aufgebraucht sein würden, nicht ganz ernst zu nehmen. Vielmehr kann damit gerechnet werden, daß sich der augenblickliche Mangel nach Behebung der Verkehrsschwierigkeiten und der schwierigen Rohstofförderung und -heranschaffung wieder ausgleichen wird. Doch ist zunächst sicher, daß er noch längere Zeit bestehen wird."

Diese meine Anschauung wurde damals von vielen Fachleuten als zu optimistisch erachtet und auch heute noch wird oft die Ansicht vertreten, daß ein bedenklicher langanhaltender Mangel an Baueisen herrsche. Wer sich aber eingehender mit dieser Frage beschäftigt und namentlich Auskünfte bei maßgebenden Sachkennern einholt, wird erkennen, daß die Verhältnisse doch sehr anders liegen, wie sich aus folgendem ergibt.

In den Monaten April und Mai vor. Js. wurden plötzlich unverhältnismäßig große Mengen von Walzeisen angeboten, was auf eine wenig angebrachte Hamsterei und Schieberei in Eisenerzeugnissen schließen ließ. Zu gleicher Zeit beginnend hat sich die Lage auf dem Eisenmarkte ununterbrochen und so stark gebessert, daß man heute von keiner Eisennot mehr sprechen kann. Für die Eisen erzeugende Industrie ist allerdings eine wesentliche Verschlechterung der Verhältnisse eingetreten, denn sie ist schon seit geraumer Zeit in fortschreitendem Maße genötigt gewesen, Hoch- und Martinöfen wegen Absatzmangels außer Betrieb zu setzen. Selbst die stark verminderte Erzeugung kann durch den infolge der geringen Bautätigkeit erheblich gesunkenen Inlandbedarf nicht annähernd aufgenommen werden. Auch an sich erhebliche Ausfuhrmengen an Eisen und Eisenwaren vermögen keinen befriedigenden Ausgleich zu bieten, zumal da der Weltmarkt mit Eisen geradezu überschwemmt ist.

Die seinerzeit fast allgemein geteilte Ansicht, daß für unsere Eisenindustrie ein mit der Zeit immer schwerer werdender Mangel an Eisenerz eintreten würde, da wir doch leider das Lothringer Erzbecken verloren hatten, ist durch die Entwicklung der Verhältnisse glücklicherweise vollständig über

[18]) Ob es sich empfehlen dürfte, die Verminderung der Grundwerte für die verschiedenen Spannungsgrenzen verschieden zu bewerten, ist eine Frage für sich, die näher zu untersuchen wäre.

den Haufen geworfen worden. Unsere Eisenhüttenindustrie ist nämlich durchaus nicht auf den Bezug der Lothringer Minette angewiesen, da die Verhüttung des in großen Mengen verfügbaren Schrotts und hochwertiger Erze aus anderen Ländern weitaus wirtschaftlicher ist.

Es mag sein, daß die — verglichen mit dem Vorkriegsstand — sehr hohen Preise des Eisens und anderer Baustoffe deren Verwendung in nächster Zeit noch weiterhin beschränken werden. In Hinblick auf die Belange der Gesamtwirtschaft ist es jedoch verderblich, diese Beschränkung durch unrichtige Hinweise auf die angebliche Eisenknappheit noch zu verschärfen. Man möchte fast vermuten, daß heute noch so manche Behörde und Verwaltung glaubt, die Ausführung eines dringlichen Eisenbaues aus national-wirtschaftlichen Rücksichten zurückstellen zu müssen, da schon während des Krieges und auch in der Nachkriegszeit verschiedene Baufachleute vor der Verwendung von Eisen warnen zu müssen glaubten. Heute löst aber eine Zurückhaltung im Verbrauche von Eisen gerade das Gegenteil der beabsichtigten Wirkung aus, denn anstatt dadurch eine Festigung des Eisenmarktes herbeizuführen, wird vielmehr die Verworrenheit der Lage immer mehr vergrößert. Dies hat seinen Grund darin, daß die Selbstkosten der Eisen erzeugenden Industrie, die uns vor dem Kriege beliebig große Mengen ausgezeichneten sehr billigen Eisens zu liefern vermochte, mit dem Abbaue der Erzeugung nicht Schritt halten können und bei verminderten Erzeugungsmengen diese außerordentlich stark belasten. Die Eisenpreise müssen infolgedessen noch verhältnismäßig hoch bleiben und können noch nicht wieder in dem gewünschten Maße herabgesetzt werden. Es ist aber erfreulich, daß trotz alledem die Preise für Baueisen eine stark rückläufige Entwicklung nehmen, wie aus der nachfolgenden Aufstellung deutlich ersichtlich ist:

Ungefähre Durchschnitts-Grundpreise für Baueisen, nach dem ungefähren Durchschnittsbedarf an Stabeisen, Formeisen und Grobblechen für Eisenbauten ermittelt:

1914:		105 M/Tonne
1915:		140 „
1916:		175 „
1917:		210 „
1918:		230 „
1919:	Januar	330 „
	Juli	540 „
	Oktober	980 „
1920:	Januar	1730 „
	April	2720 „
	Mai	3630 „
	August	2790 „
	November	2390 „
1921:	Mai — Juni[1])	1600 „

Die weitere Verminderung der Eisenpreise und damit auch eine gewisse Entlastung des Eisenmarktes kann erst durch eine wesentliche Vermehrung und Hebung der Erzeugung herbeigeführt werden. Diese hat aber einen stetig und wesentlich wachsenden Verbrauch im Inland zur unbedingten Voraussetzung.

Hoffentlich bedarf es nur dieser Darlegung der Zusammenhänge, um die Mitwirkung aller beteiligten Baufachkreise zur Besserung der Lage der Eisenindustrie und damit auch der Lage der gesamten Bauwirtschaft zu veranlassen.

GASBEHÄLTERBECKEN IN EISENBETON FÜR DAS STÄDTISCHE GASWERK IN BAUTZEN.

Von Dipl.-Ing. O. Skall der Niederlassung Berlin der Bauunternehmung Rud. Wolle, Leipzig.

Das Wasserbecken ist nächst der Glocke der wichtigste Bestandteil eines Gasbehälters. Es dient zur Aufnahme und Absperrung der Gassammelglocke, die unten offen ist und in dem oben offenen Wasserbehälter schwimmt. Durch das Füllwasser des Beckens wird die Absperrung der Sammelglocke bewirkt. Früher wurden die Wasserbecken zumeist aus Ziegelsteinen hergestellt unter Verwendung von besten Klinkern und gutem Portlandzementmörtel. Die Verwendung des Stampfbetons im Behälterbau ist seit etwa 40 Jahren gebräuchlich und hat sich bei sachgemäßer und guter Ausführung bestens bewährt, doch sind auch Fälle vorgekommen, bei denen infolge schlechter Ausführung oder zu schwacher Bemessung bei Stampfbetonbehältern Mißerfolge zu verzeichnen waren. Es sei hier auf einen im Jahre 1892 veröffentlichten Aufsatz von Dyckerhoff im Journal für Gasbeleuchtung hingewiesen, worin zwei größere Stampfbetonbehälter beschrieben sind, die infolge zu schwacher Bemessung und falscher Stampfweise zu Rißbildungen führten. Bei allen derartigen Ausführungen ist also auf sorgfältigste Herstellung Wert zu legen; denn wenn ein Wasserbehälter reißt, so ist der Gasbehälter für den Betrieb lahmgelegt und das Ausbessern gerissener Behälter stellt eine der schwierigsten und kostspieligsten Arbeiten dar.

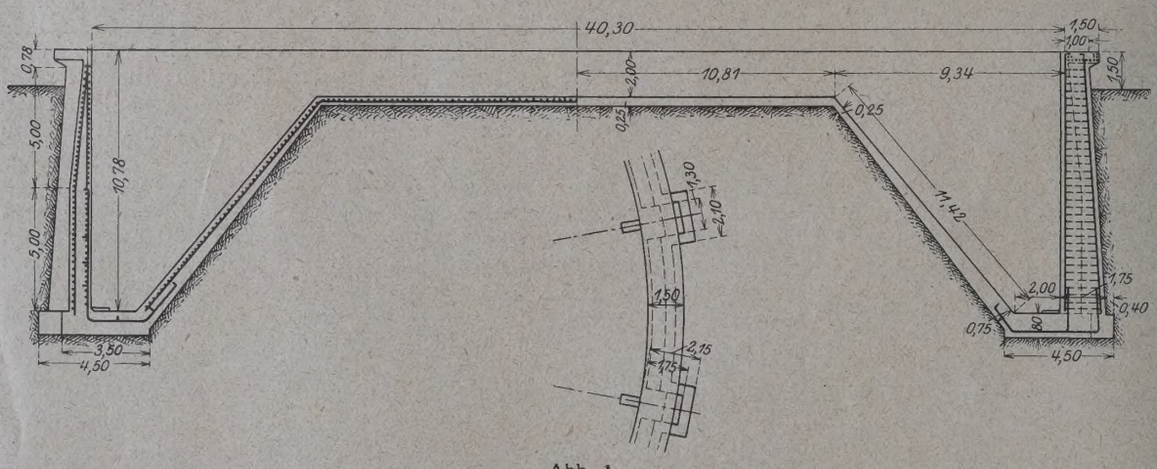


Abb. 1.

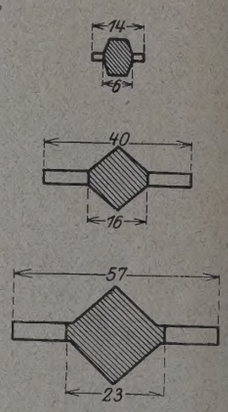


Abb. 2a. Kahneisen-Profile.

In den vergangenen zwei Jahrzehnten ist man auch dazu übergegangen, den Eisenbeton wegen seiner großen wirtschaftlichen Vorteile und seiner größeren Rissesicherheit beim Bau derartiger Gasbehälter einzuführen. Ein abschließendes Urteil

[1]) nach Ergebnissen größerer Submissionen.

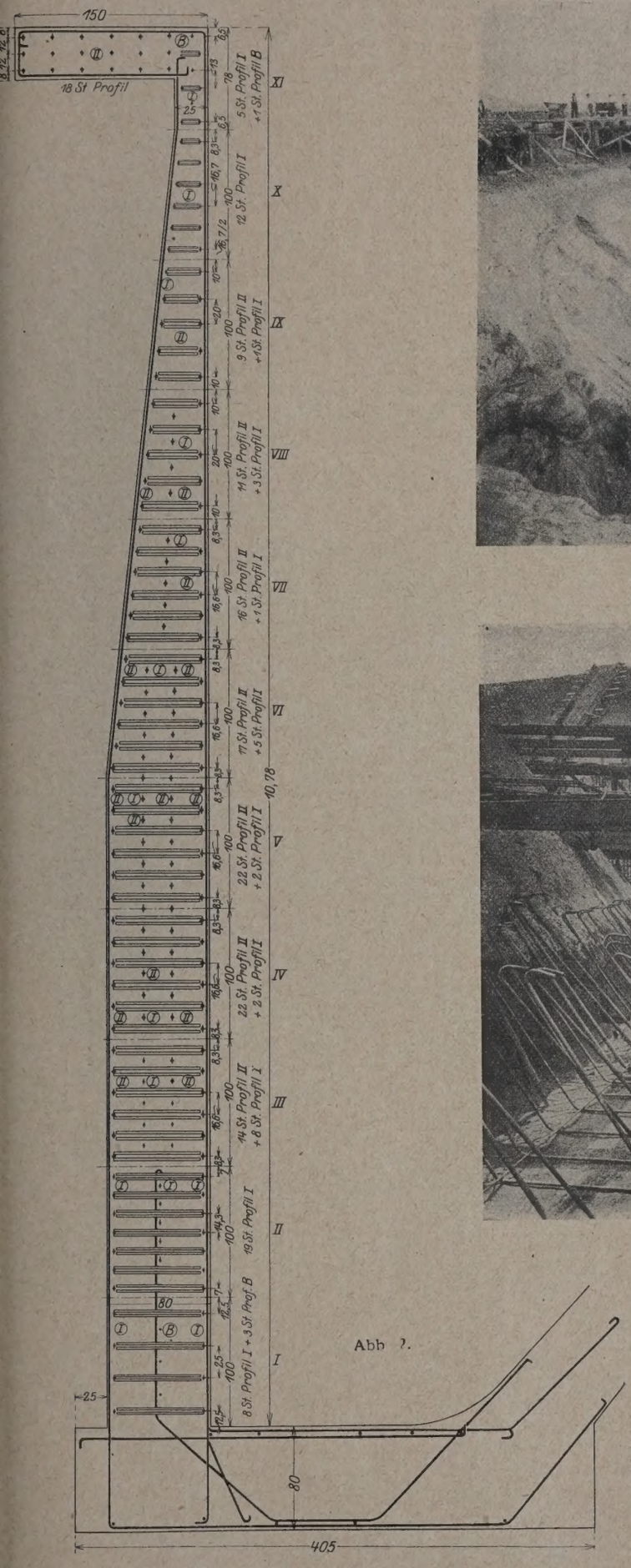


Abb 2.

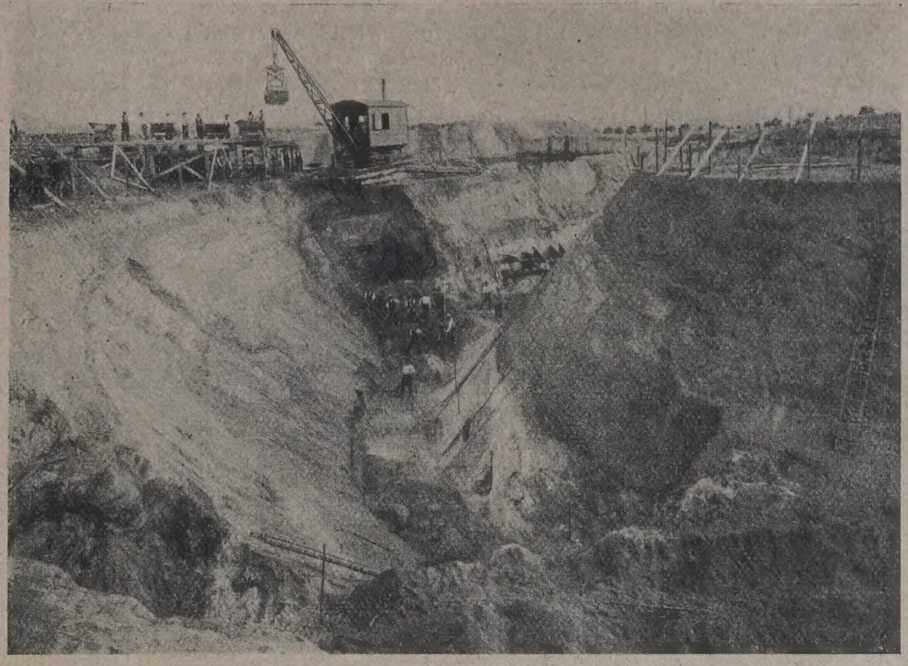


Abb. 3.

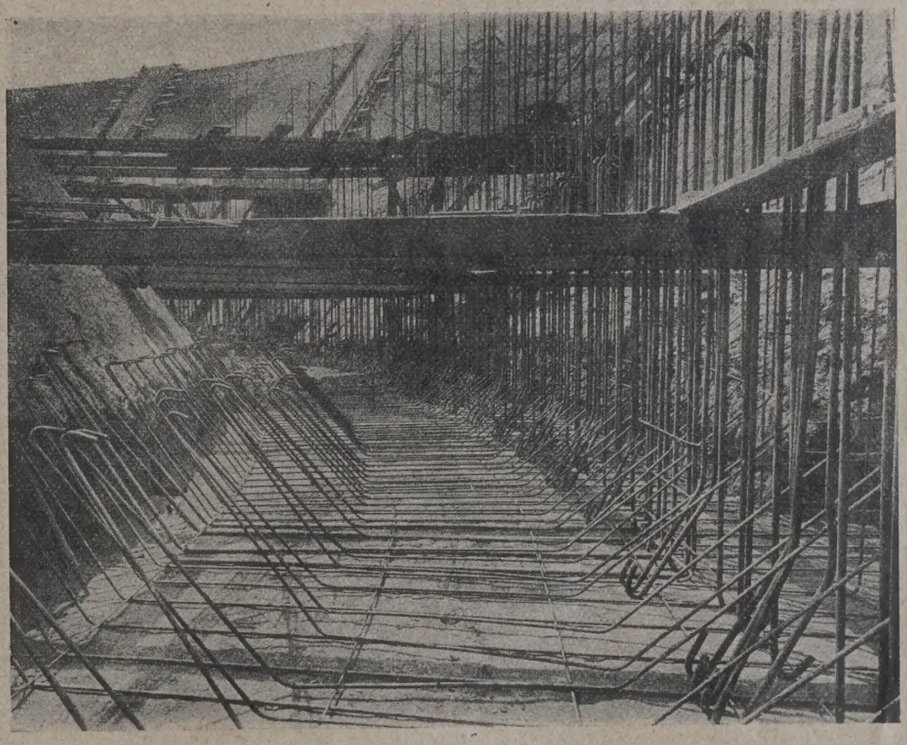


Abb. 4.

über die Zweckmäßigkeit und Bewährung kann man bei solchen Bauten erst nach einer Reihe von Jahren abgeben, und aus diesem Grunde dürfte nachstehende Mitteilung sowohl dem Eisenbetonfachmann als auch dem Gas- und Wasserfachmann willkommen sein; denn namentlich letzterer hat ja darüber zu entscheiden, welcher Baustoff seinem Zwecke am besten entspricht.

Die gemauerten und massiven Behälter werden stets ganz oder zum größten Teile in den Erdboden hineingebaut. Die Wandstärken und Form ihrer Profile richten sich ganz nach der Beschaffenheit des Baugrundes, der Grundwasserhöhe und der zulässigen Beanspruchung der zu verwendenden Baustoffe. Bei mittleren und größeren Behältern aus Mauerwerk

und Beton ergeben sich mit Rücksicht auf den hohen Wasserdruck Wandstärken bis zu 2—3 m, so daß viel Mauer- und Betonmaterial benötigt wird. Beim Eisenbeton können aber die Wandstärken ganz bedeutend schwächer ausgeführt werden, weil die Zugfestigkeit des Eisenbetons eine weit höhere ist als die des unbewehrten Betons. Man spart daher bei der Eisenbetonbauweise sowohl an Baustoff, als auch an Bodenaushub.

Der nachstehend beschriebene Behälter wurde im Jahre 1912 von der Fa. Rud. Wolle, Leipzig ausgeführt und weist ziemlich bedeutende Abmessungen (Abb. 1), auf und zwar einen inneren Durchmesser von 40,3 m und eine Höhe von 10,7 m. Die Oberfläch des Beckens liegt 1,5 m über Gelände, so daß die Sohle 9,2 m versenkt ist.

Wie bei vielen anderen Ausführungen, insbesondere bei den Behälterprofilen nach Bauart Berlin und Köln, hat man auch hier im Behälterinnern einen Erdkegel stehen gelassen, dem sich der Behälterboden anpaßt. Damit soll der Zweck erfüllt werden, die Kosten für die Erdbewegung und für die Wasserfüllung zu verringern. Es muß jedoch dabei beachtet werden, daß es bei unsicherem Baugrund vorkommen kann, daß durch das verschiedene Arbeiten des Betons der Wandungen und der Sohle im Vergleiche zu dem der Kegelabdeckung am Anschluß derselben an die Sohle leicht Risse entstehen können, die zu großen Wasserverlusten führen. Solche Fälle sollen nach Angabe von Magens bei Stampfbetonbehältern häufig vorgekommen sein, so daß bei Stampfbetonbehältern auf unsicherem Baugrund die Durchführung der Sohle über den ganzen Behälter als richtiger erscheint. Bei der Eisenbetonbauweise kann jedoch in jedem Falle, auch bei unsicherem Baugrund der mittlere Kegel bestehen bleiben, nur muß die Bewehrung des Kegelmantels den auftretenden Formänderungen angepaßt werden. Im vorliegenden Falle erwies sich aber der Baugrund als fester, gleichartiger, gewachsener Kies, so daß die Gefahr einer Formänderung der kreisförmigen Horizontalschnitte der Kegelabdeckung in elliptische nicht zu befürchten war. Der Querschnitt der Wand (Abb. 2) ist von oben bis auf 5,78 m Höhe trapezförmig (oben 25, unten 80 cm), von da an bis zur Sohle rechteckig in gleichbleibender Stärke von 80 cm. Die Stärke der wagerechten Sohle unter der Wand ist auch mit 80 cm bemessen, bis zum Anschluß an den kegelförmigen Boden.

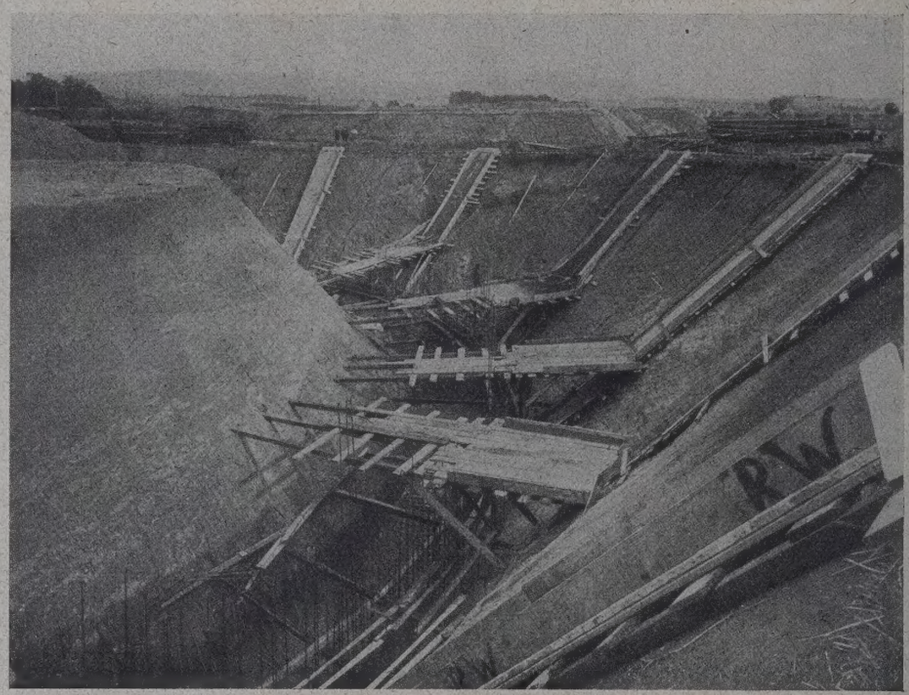


Abb. 5.

Am oberen Rande ist die Behälterwand durch einen Kopfring von 1,5 m Breite und 0,4 m Stärke abgeschlossen. Zur Aufnahme der lotrechten Lasten der Führungsgerüste des teleskopförmigen Gasometers sowie der von diesen übertragenen wagerechten Kräfte sind in gleichen Abständen 16 Stück nach außen vorspringende Pfeiler angeordnet (Abb. 1). Zum Schutze gegen den Angriff der im Wasser enthaltenen freien Kohlensäure erhielten die Innenflächen einen wasserdichten Zementputz, der überdies mit einem Preolitanstrich versehen wurde. Dieser Anstrich hat sich nach neunjähriger Benutzung des Behälters gut bewährt; denn es sind während dieser Zeit keinerlei nachteilige Erscheinungen beobachtet worden.

Bei der statischen Berechnung ist der von außen auf den Behälter wirkende Erddruck außeracht gelassen und vorausgesetzt, daß der sich selbst bis obenhin tragende Behälter gegen den oberen unwandelbaren Ring stützt. Dadurch wird ein großer Sicherheitsgrad erzielt, denn in Wirklichkeit wird der Erddruck einen erheblichen Teil des Wasserdruckes aufnehmen, so daß die tatsächliche Sicherheit größer ist als sie die Berechnung voraussetzt. Für die Pfeiler zur Aufnahme der Führungsgerüste ist die ebenfalls ungünstige Rechnungsannahme gemacht, daß diese aus dem Zusammenhang mit der Wand herausgelöst, für sich allein biegesicher sein sollen.

Ein für die richtige Bemessung des Behälters wichtiger Wert ist das Einspannungsmoment der Wand am Fuße, denn an der Einspannstelle ist der Behälter besonders gefährdet. Weil sich dort aus der Einspannung einerseits und aus der Ringspannung anderseits ziemliche Betonzugkräfte ergeben, so ist es ratsam, die gefährlichste Stelle durch besondere Eckeiseneinlagen, wenn möglich auch durch voutenförmige Verstärkungen zu sichern. Die Eckverstärkung ist bei Gasbehälterbecken nicht möglich, da sonst die Glocke in ihrem Absinken bis zur Sohle gehindert wäre. Das Einspannmoment der Wand am Fuße ist auf doppelte Weise ermittelt worden, nach dem graphisch-analytischen Verfahren, wie es von Maillart bei Berechnung des Gasbehälters von St. Gallen angewendet worden ist (Handbuch für Eisenbetonbau, II. Auflage, Bd. IV, S. 483) und nach einem in der ehemaligen Zeitschrift „Zement und Beton" 1910 von Doorentz angegebenen Näherungsverfahren. Das letztere dürfte vielen Lesern unbekannt sein und sei daher in Kürze mitgeteilt. Es wird aus der Gleichung der Biegelinie des einerseits eingespannten, oben aufgelagerten Balkens aus der Bedingung abgeleitet, daß im Kopfpunkte sowohl für die Biegelinie als auch für die Formänderungskurve infolge Ringspannungen der Wert $\operatorname{tg}\alpha = \frac{dy}{dx}$ der gleiche sein muß. Es bezeichne p_1 den Teil der Gesamtlast p, welcher die Wand auf Biegung beansprucht, sowie $p_2 = p - p_1$ den Teil, welcher die Ringspannungen hervorruft.

Die Gleichung der Biegelinie für den einerseits eingespannten, andererseits aufgelagerten Balken ist:

$$y = \frac{p_1 h^4}{360\, E\, J}\left(\frac{7x}{h} - \frac{10\, x^3}{h^3} + \frac{3\, x^5}{h^5}\right)$$

Durch Differentiieren folgt:

$$\frac{dy}{dx} = \operatorname{tg}\alpha = \frac{p_1}{E\, J}\left(\frac{h^3}{51{,}5} + \frac{h\, x^2}{12} + \frac{x^4}{24\, h}\right)$$

Der in der Tiefe x geänderte Umfang beträgt:

$$u_x = 2\,r\,\pi + \frac{2\,p_2\,r^2}{d\,E} \cdot \frac{\pi\,x}{h}$$

$$\Delta D = 2\,r + 2\,\frac{p_2\,r^2}{d\,E} \cdot \frac{x}{h} - 2\,r = \frac{2\,p_2\,r^2\,x}{d\,E\,h}$$

An jeder Seite ist

$$y = \frac{\Delta D}{2} = \frac{p_2\,r^2}{d\,E} \cdot \frac{x}{h}$$

$$\frac{d\,y}{d\,x} = \operatorname{tg}\alpha = \frac{p_2\,r^2}{d\,h\,E}$$

Durch Gleichsetzen der beiden Ausdrücke von tg α und Berücksichtigung von $p = p_1 + p_2$ erhält man:

$$p_1 = p\,\frac{1}{1 + \frac{h^3}{51{,}5\,J} \cdot \frac{d}{r^2}}$$

Im Vorgehenden bezeichneten:
x = beliebige Tiefe vom oberen Rand,
h = Wandhöhe in m, d = Wandstärke in cm,
D = Behälterdurchmesser in m,
E = Elastizitätsziffer des Baustoffes,
J = Trägheitsmoment in cm^4.

Wasserdruck $p = 500 \cdot 10{,}78 = 5390$ kg.
d (im Mittel) = 58 cm.
Mittleres Trägheitsmoment $J = 2\,450\,000$ cm^4

$$p_1 = 5390\,\frac{1}{1 + \frac{10{,}78^3 \cdot 58}{51{,}5 \cdot 2\,450\,000 \cdot 20{,}15^2}} = 4675\text{ kg}$$

Einspannmoment $M = \frac{1}{15}\,4675 \cdot 10{,}78^2 = 38\,800$ mkg.

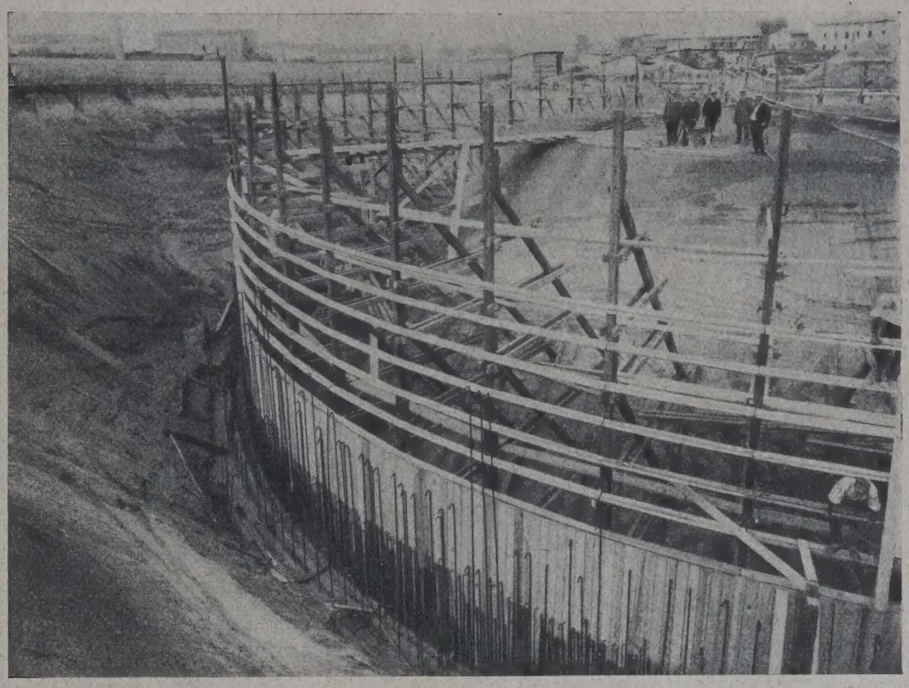


Abb. 6.

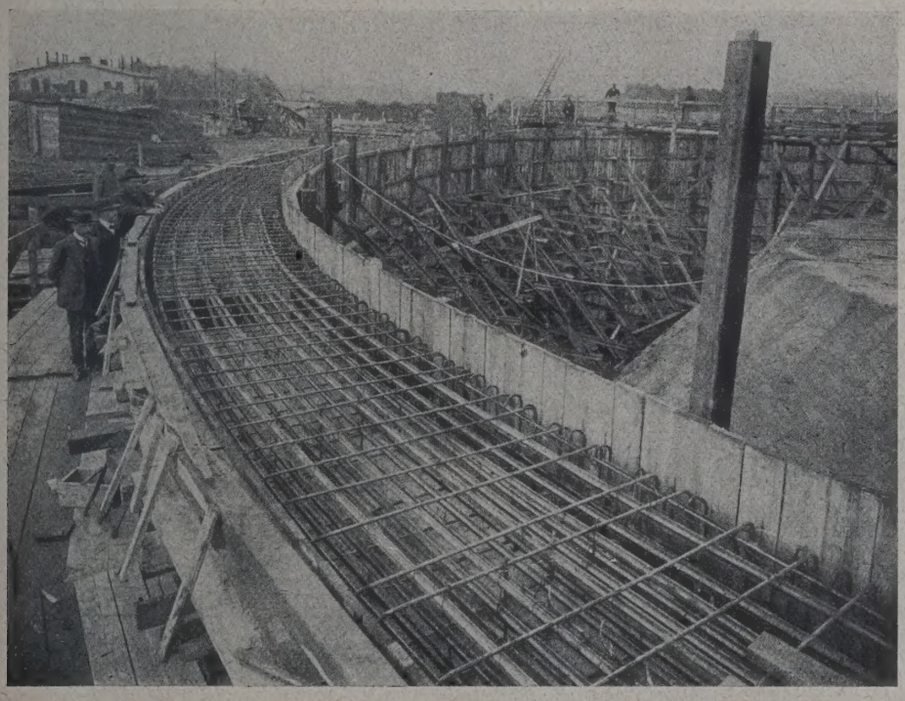


Abb. 7.

Das Ergebnis der Berechnung des Einspannmomentes ist noch bei der Prüfung der statischen Berechnung durch Herrn Geheimrat Prof. Dr.-Ing. M. Foerster, Dresden, auf anderem Wege, durch Anwendung der Mayerschen Gleichungen kontrolliert worden („Beton u. Eisen" 1910 sowie Foersters Taschenbuch für Bauingenieure, III. Auflage, S. 819). Es ergab sich hierbei ausreichende Übereinstimmung mit den Ergebnissen der statischen Berechnung nach den beiden vorgenannten Verfahren.

Was die Anordnung der Bewehrung betrifft, so wurden für die Eiseneinlagen zur Aufnahme der Ringspannungen Kahneisen verwendet, die höher beansprucht werden durften als Rundeisen. Die lotrechte Bewehrung der Wände, Pfeiler und Sohlenflächen wurde jedoch in der üblichen Weise aus Rundeisen zusammengesetzt. Die Anordnung der Ringbewehrung zeigt Abb. 2.

Der kegelförmige Boden erhielt nur eine einseitige äußere Bewehrung, da der Baugrund fester, gleichartiger, gewachsener Kies war, bei dem Formänderungen nicht zu erwarten waren. Alle Stöße der Eisen sind in einfacher und wirksamer Weise durch Übergreifenlassen der Eisen und Drahtumwicklung hergestellt worden, eine Anordnung, die sich nach den bisher vorliegenden Versuchen mit verschiedenen Stoßausbildungen als die zweckmäßigste erwiesen hat. Die Länge der Stoßausbildung folgt aus der bekannten Beziehung:

$$\tau_h\,d\,\pi\,L \geq Z$$

Alle übrigen Einzelheiten gehen aus den beigefügten 7 Abbildungen, von denen die Abb. 3—7 Aufnahmen von der Bauausführung sind, hervor. Die Bauzeit des gesamten Behälters betrug 7 Monate.

Wie bereits erwähnt, hat der Behälter im Laufe seiner neunjährigen Benützung den an ihn gestellten Anforderungen bestens entsprochen, es haben sich bisher keinerlei Ausbesserungsarbeiten nötig gemacht.

Es kann daher aus diesem Beispiele der Schluß gezogen werden, daß sich die Eisenbetonbauweise auch im Gasbehälterbau ihren Standpunkt gesichert hat und es darf ihr auch auf diesem Gebiete eine große Zukunft vorausgesagt werden.

Zum Schlusse sei für Leser, die vor ähnliche Aufgaben gestellt sind und sich über Einzelheiten des Gasbehälterbaues unterrichten wollen, auf die einschlägigen Werke hingewiesen:

Die Erzeugung des Leuchtgases von Dr. Wilhelm Bertelsmann, Verlag Ferdinand Enke in Stuttgart.

Gasbeleuchtung und Gasindustrie von Dr. Hugo Strache, Wien, Verlag Friedrich Vieweg & Sohn, Braunschweig.

Oldenbourgs Technische Handbibliothek Bd. 3: Einrichtung und Betrieb eines Gaswerkes von A. Schäfer, Oldenbourgs Verlag, München.

VERSUCHE MIT ANSCHLÜSSEN STEIFER STÄBE.

Bericht des Ausschusses für Versuche im Eisenbau. Ausgabe A., Heft 3 [1]).

Versuchsreihe I befaßt sich mit 5 Stabuntersuchungen.

1. Ein Winkel einseitig mit seinem einen Schenkel an schmale Flacheisen angeschlossen.
2. Zwei Winkel, parallel liegend, angeschlossen mit jedem der beiden Flansche an breitere Flacheisen.
3. Stab wie bei 2; nur lagen hier die Winkel einander kreuzförmig gegenüber.
4. Ein ⊏-Eisen, einseitig an Flacheisen angeschlossen und zwar durch Vernietung beider Flansche und des Steges.
5. 2 ⊏-Eisen, parallel liegend, sonst wie 4.

Bei Stab 1 zeigte sich der Gleitwiderstand der Nietung sehr gering; er wurde schon bei $\tau_1 = 181$ kg/qcm Schubbeanspruchung in den Nieten überwunden, während bei 2 u. 3 eine Größe von 1090 bzw. 1230 kg/qcm hierbei erreicht wurde. Es hat dies seinen Grund in dem einseitigen Kraftangriffe und den durch ihn bedingten starken Biegungsbeanspruchungen der Winkeleisen. Hierdurch wurden Zugbeanspruchungen in den Nieten hervorgerufen, die den Gleitwiderstand verminderten. Das Gleiche zeigte sich, wenn auch nicht im gleichen Maße, bei den U-Eisen; $\tau_1 = 950$ bzw. 1450 kg/qcm. Der Bruch fand bei allen fünf Stäben durch Zereißen der angeschlossenen Profile statt. Auch hier gibt sich die ungünstige Beanspruchung des einseitig angeschlossenen und hierdurch verbogenen Winkels zu erkennen: $\sigma_z = 3260$ gegenüber $\sigma_z = 3750$ bzw. 3800 kg/qcm. Zugleich ergab sich, daß es auf die Bruchlast keinen nennenswerten Einfluß hat, ob die Winkel zueinander parallel oder verschränkt liegen. Bei den ⊏-Eisen zeigte sich die einseitige Anordnung etwas günstiger. Dies hatte aber darin seinen Grund, daß — wie aus dem Bruchvorgang und namentlich den bei ihm eintretenden Verschiebungen sich ergibt — die Zugkraft sich auf beide Profile beim Versuche nicht gleichmäßig verteilt hatte. Abgesehen vom Stabanschluß 1. zeigte sich die mittlere Festigkeit der untersuchten Stabanschlüsse zu 137 vH der Streckgrenze und zu 91 vH der Bruchfestigkeit des Materials. Letztere Grenzen wurden aus Zerreißproben ermittelt, die teils am Ende, teils in der Mitte der gewalzten Formeisen entnommen wurden.

Reihe II. Versuche mit verschiedenartig angeschlossenen Winkel- und U-Eisen.

A. Stäbe aus nur einem Winkeleisen.

3 Versuchsstäbe bestanden aus je 1 Winkeleisen, die einseitig mit 5 bzw. 4 bzw. 3 Nieten (vom Durchmesser 20 bzw. 23 bzw. 26 mm) in einem Abstande von rd. 4 d angeschlossen waren. Es ergab sich beim Bruche eine

Zugspannung im Winkel von 4020 4100 3870 kg/qcm
Schubspannung in den Nieten von 3510 3320 3190 „

Durch die auftretenden Biegungsbelastungen wurden die Winkel beim Bruche stark verbogen. Die Verbindungen mit 5 bzw. 4 Nieten zeigten die gleiche Festigkeit; bei beiden wurden sämtliche Niete abgeschert. Bei den 3 stärkeren Nieten von 26 mm Ø riß der Winkel im letzten Niet. Die Frage, ob dies Ergebnis ein Zufallergebnis ist, muß offen bleiben, da nur Einzelversuche vorliegen.

B. Stäbe aus 2 Winkeleisen.

Die Stäbe lagen einmal parallel, zum anderen Male kreuzweise; beide Flanschen wurden angeschlossen, der eine unmittelbar, der andere durch Beiwinkel. Zum Anschlusse dienten überall 3 Niete von 20 mm Ø.

Die beobachteten Festigkeitswerte sind:

Zugspannungen im Winkeleisen 3870 3710 kg/qcm
Schubspannungen in den Nieten 3340 3240 „

Der Bruch erfolgte durch Abscheren aller 6 Niete; hierbei verschoben sich die Winkeleisen gegen die Beiwinkel. Bei der kreuzförmigen Anordnung waren die Schenkelränder infolge des auf den Anschluß einwirkenden Biegungsmomentes stark eingeschnürt und eines der Winkeleisen verbogen. Es scheint — soweit überhaupt aus Einzelversuchen ein Schluß erlaubt ist —, daß die parallele Lage der Winkel etwas günstiger auf die Schubfestigkeit der Nietverbindung einwirkt, als die „Kreuzanordnung", daß aber bezüglich der Zugfestigkeit kein nennenswerter Unterschied vorliegt.

C. Stäbe aus U-Eisen.

Die 4 Stäbe (a, b, c, d) waren aus ⊏-Eisen Nr. 20 gebildet 2 von ihnen (a u. c) aus einem, 2 aus zweien (b u. d); a u. c waren einseitig an je ein Blech, b u. d doppelseitig an je 2 aneinander und zwischen den ⊏-Eisen liegende Bleche angeschlossen. Die Anschlüsse a u. b erfolgten durch Anschluß von Steg und Flanschen, die bei c u. d nur durch Vernietung der Stege. Der Nietdurchmesser betrug überall 20 mm, die Nieteinteilung 4 d.

Für die 4 Stäbe ergaben sich die folgenden Festigkeiten:

1. Eintritt stärkeren Gleitens am Anschlusse:

Stab	a	b	c	d	
Zugspannung im ⊏-Eisen:	520	590	710	690	kg/qcm
Schubspannung in den Nieten:	480	540	650	640	„

2. Bruchfestigkeit:

Zugspannung im ⊏-Eisen:	3480	3730	3770	3820	kg/qcm
Schubspannung in d. Nieten	3190	3420	3460	3500	„

Bei a wurden alle 6 Stegniete beim Bruche abgeschoren, die anderen Niete stark verbogen; bei b wurden an einem Ende alle Niete durch Abscheren zerstört, während am anderen Ende der Stab riß, und zwar ging hier der Riß durch die Nietlöcher hindurch. Bei Stab c war die Brucherscheinung der von b ähnlich, bei d waren beide ⊏-Eisen zerrissen. Bei c u. d waren die Nietlöcher z. T. gestreckt, bei d soweit, daß sie teilweise über die Niete herausragten.

Hinsichtlich des Gleitens zeigte sich, wie bei den Winkeleisen, die längere, unmittelbare Nietverbindung dem kürzeren Anschlusse unter Verwendung von Beiwinkeln überlegen. Auch war die Ausnutzung der Festigkeit bei den unmittelbar angenieteten ⊏-Eisen etwas günstiger als bei den Stäben mit Beiwinkeln.

Reihe III. Versuche mit Zugdiagonalen.

Hier wurden 12 Stäbe untersucht, von denen je 3 — sie seien α, β, γ, δ genannt — die gleichen Abmessungen und Anordnungen besaßen und einer ausgeführten Fachwerksbrücke nachgebildet waren. Sie bestanden je aus 2 parallelen U-Eisen Nr. 26 von 4,24 m Länge, die an den Enden beide für sich mit Anschlußblechen versehen waren. Die ⊏-Eisen lagen bei 2 Paar Stäben (α u. γ) mit den Flanschen nach außen, bei 2 Paar (β u. δ) mit ihnen nach innen, d. h. einander zugewendet. Die beiden ⊏-Eisen waren durch Bindebleche, angeschlossen durch je 2 Nieten an jedem Anschlusse, in ihren Flanschen verbunden. Die Stäbe α u. β trugen beiderseits nur 1 Bindeblech in Stabmitte, die anderen — γ u. δ — neben diesen auch gleichartige Verbindungen an den Enden. Die Anschlußbleche (Knotenbleche) waren stets mit 12 Nieten an die Stegrücken der ⊏-Eisen angeschlossen. Ihre Stärke betrug am Anschlusse 10 mm, verstärkte sich aber außerhalb dieses auf 26 mm. Der Nietdurchmesser war überall zu 21 mm gewählt. Die Einspannung der Stäbe in der Zerreißmaschine erfolgte durch 220 mm starke Bolzen, die durch die Verstär-

[1]) Berichterstatter: Geh. Reg.-Rat Prof. Dr.-Ing. e. h. Max Rudeloff, Direktor des staatl. Materialprüfungsamtes zu Berlin-Dahlem. Mit 96 Textfig. Verlag Julius Springer, Berlin. Preis 20 Mark.

kungen der Knotenbleche hindurchgingen. Die Versuche bezweckten festzustellen, ob die Innen- oder Außenlage der [-Eisen hinsichtlich der Widerstandsfähigkeit gleichgültig ist und in welchem Maße die Bindebleche die Festigkeit der Zugglieder zu erhöhen vermochten. Die Ergebnisse der Versuche werden in den folgenden Sätzen zusammengefaßt:

Ein gesetzmäßiger Einfluß der Anordnung des Stabquerschnittes auf das Gleiten in den Anschlüssen ist nicht zu erkennen.

2. Die Lage der Flanschen nach außen (α u. γ) oder nach innen (β u. δ) beeinflußt die Größe der Durchbiegung bei der Zugbelastung nicht; sie war aber wesentlich geringer bei den Stäben β u. δ im Vergleiche zu α u. γ, d. h. bei den Stäben, die auch an den Enden Bindebleche hatten. Dieser günstigen Wirkung steht aber der Nachteil gegenüber, daß zwischen diesen Endbindeblechen und den Einspannbolzen der Stäbe ein starkes Durchbiegen in entgegengesetzter Richtung als zwischen den Bindeblechen stattfand, mit dem eine starke Biegungsbelastung der Anschlußbolzen verbunden war.

3. Die Dehnungen werden weder durch die Lage der [-Eisen noch durch die Anzahl und Lage der Bindebleche wesentlich beeinflußt. Am Stegrücken zeigten sich — u. zw. am Anschlußende Streckungen, am Flanschende aber erhebliche Stauchungen, Unterschiede, die im freien Teil der U-Eisen sich kaum zeigten. Hier traten nur Zugdehnungen auf, deren Größe zu dem Schlusse berechtigt, daß hier die Zugspannungen annähernd gleichmäßig über den Querschnitt der [-Eisen verteilt waren. Am Anschlusse hingegen und in seiner Nähe überschritten die aus den Dehnungen berechneten Zugspannungen um mehr als 88 vH die bei Annahme gleichmäßig verteilter Zugkraft auftretenden Spannungen und die aus der Stauchungsgröße errechneten Druckspannungen waren, absolut betrachtet, mindestens ebenso groß, wie die gleichmäßig verteilten Zugspannungen.

4. Die Ausnutzung der Zugfestigkeiten des Materials der [-Eisen und der Anschlußbleche betrug bei den untersuchten Stäben nur 38—51 vH.

5. Die verschiedenartige Anordnung der [-Eisen blieb ohne gesetzmäßigen Einfluß auf die Formänderung und Bruchfestigkeit. Daß sich im Bruchstadium die Bindebleche bei den [-Eisen mit einander zugekehrten Flanschen (β u. δ) nach innen, bei den nach außen liegenden [-Profilen nach außen krümmten, stand zu erwarten.

6. Unter der Zugbelastung bogen die [-Eisen sich, entsprechend dem exzentrischen Kraftangriff durch die Anschlußbleche und in der Stegebene an den Außenflächen der Stege durch. Hierbei krümmten sich die Stege derart, daß der Stegrücken auf der Zugseite lag und die Flansche nach innen auswichen, entsprechend einer Abnahme des Abstandes der Flanschränder.

Schon diese kurzen Mitteilungen aus den vielgestaltigen Ergebnissen der Versuche des Deutschen Eisenbauverbandes lassen erkennen, ein wie hochwertvolles Material der Praxis und Wissenschaft durch die vorliegenden Untersuchungen dargeboten wird; sie zeigen aber auch, daß gerade die Erforschung der scheinbar einfachen, grundlegenden Fragen des Eisenbaus für seine theoretische Behandlung von allergrößter Bedeutung ist und daß hier nur der Versuch Klärung und richtiges Erkennen bringen kann. Möge der Deutsche Eisenbauverband weiter von Erfolg zu Erfolg fortschreiten auf dem eingeschlagenen Wege. M. F.

LITERATURSCHAU.

Gesammelt und geordnet von Regierungsbauführer Dipl.-Ing. C. Lehmann, Dresden.

Baustoffkunde.

653. Wasserundurchlässiger Beton und Zementputz. Die Bauwelt 1921, Heft 26, S. 349—50. Ältere und neuere Verfahren.

654. Prüfung von Schlackensteinen. Von Privatdozent Dr. Nitzsche, Frankfurt a. M. Baumarkt 1921, Nr. 26, S. 405. Entgegnung auf Aufsatz in Nr. 23. Druckfestigkeit ~ 75 kg/qcm. 45 vH Ersparnis gegen Backsteinmauerwerk.

655. Amerikanische Ziegelgreifer für Massenleistungen. Tonind.-Ztg. 1921, Nr. 77, S. 693—694, 3 Abb. Maschine zum Setzen der Formlinge in den Ofen, zum Absetzen der gebrannten Ziegel aus dem Ofen und zum Verladen auf Kraftwagen.

Statik und Festigkeitslehre.

656. Die Berechnung des zweischiffigen Rahmens auf Grund der Elastizitätstheorie. Von Obering. Spiller, Breslau. Der Brückenbau 1921, Heft 11/12, S. 43—46, 9 Abb.

657. Eine neue Anwendung des Prinzips der kleinsten Formänderungsarbeit. Beitrag zur Lösung der Frage, ob der Beton- und Eisenbetonquerschnitt bei der Biegung eben bleibt. Von Rgbmstr. Dr.-Ing. Havemann, Schwerin. Zentralbl. d. Bauv. 1921, Nr. 53 u. 55, 4 S., 10 Abb. Ergebnis: Die Annahme, daß rechteckige Querschnitte eben bleiben, besteht zu Recht.

Brückenbau.

a) Allgemeines.
— — — —

b) Hölzerne Brücken.
— — — —

c) Stein- und Betonbrücken.
— — — —

d) Eisenbetonbrücken.
— — — —

e) Eiserne Brücken.
— — — —

Hochbaukonstruktionen und Zementwaren.

658. Neue Hohlwände. Die Bauwelt 1921, Heft 25, S. 337, 8 Abb.

659. Das Neupertsche freitragende Ziegeldach. Von Dr.-Ing. H. Nitzsche, Frankfurt a. M. Beton u. Eisen 1921, Heft 9—11, 6 Seiten, 13 Abb.

660. Das Wesen des neuzeitlichen Backsteinbaues. Tonind.-Ztg. 1921, Nr. 73, S. 651—652. Besprechung des gleichnamigen Buches von Baudirektor Dr.-Ing. Schumacher.

661. Hochbau und Flachbau. Von Dr.-Ing. Wehl, Hermsdorf. Zentralbl. d. Bauv. 1921, Nr. 55, S. 341. Kostenvergleich in Stadt und Land.

Siehe auch Nr. 655.

Gründungsarbeiten usw.
— — — —

Wasserbau.

a) Gewässerkunde und Wasserwirtschaft, Wasserrecht, Wasserbewegung.

662. Ausstellung für Wasserstraßen und Energiewirtschaft München. Von Geh. Oberbaurat Dr.-Ing. Schmick, München. Zentralbl. d. Bauv. 1921, Nr. 50, S. 309, ½ Seite.

663. Das Statut von Barcelona über die Rechtsverhältnisse der internationalen Wasserstraßen. Von Staatssekretär Max Peters. Zentralbl. d. Bauv. 1921, Nr. 55, S. 338—340. Grundzüge des im März und April d. Js. durch Vertreter von etwa 40 Staaten aufgestellten „Statut relatif au règlement des voies navigables d'intérêt international".

664. Die deutschen Wasserstraßen und die Eisenbahnen. Von Prof. Franzius, Hannover. Verkehrstechnik 1921, Heft 18, S. 277—279. Notwendigkeit des Ausbaus der Wasserstraßen und Kanalprojekte.

665. Der Ausbau unserer Wasserkräfte. Von Seifert, Mattern, Ludin. Z. d. V. D. I. 1921, Nr. 26, S. 687—697, 3 Abb. Allgemeines, Bayern, Südwestdeutschland, Harz, Schlesien, Frankreich.

666. Großwasserkraftanlagen Mittlere Isar. Von Oberregierungsrat Krieger, München. Die Wasserkraft 1921, Nr. 12, S. 122—132, 14 Abb. Ausführliche Darstellung der Gesamtanlage.

667. Beziehungen zwischen zweckmäßigem Ausbau von Wasserkraftanlagen und jeweiliger Wirtschaftslage. Von Dr.-Ing. Grünig, München. Die Wasserkraft 1921, Heft 11 u. 12, 7 Seiten, 8 Abb. Graphische Methoden.

b) Flußbau, Kanalbau, Seebau, Hafenbau, Schleusenbau.

667a. Das elastische Verhalten von Schleusenmauern. Von Regierungs- u. Baurat Dr.-Ing. Winkel, Berlin. Zentralbl. d. Bauv. 1921, Nr. 50, S. 309—311, 6 Abb. Auf Grund von Feinmessungen Schlüsse auf Baustoffbeschaffenheit und Gründung.

c) Wehre, Talsperren, Wildbachverbauungen, Wasserkraftanlagen, Bewässerungen usw.

668. Über die Spiegelbewegung in Wasserschlössern bei Anordnung eines Zwischenwasserschlosses. Von Dr. rer. techn. Schoklitsch, Graz. Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1921, Nr. 24—25, S. 175.

669. Die neuere Entwicklung der Wasserturbinen. Von Dieter Thoma, München. Z. d. V. D. Ing. 1921, Nr. 26, S. 679—686, 21 Abb. Francis-, Kaplanturbine, Turbine von Movdy, Umformeranlagen nach Lawaczeck, Theorie von Bauersfeld.

670. Vergangenes und Künftiges von Talsperren, ein Beitrag zur Ausnutzung unserer Wasserkräfte. Von Oberbaurat Merlicek. Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1921, Heft 24—25, S. 168—170. Erklärung des Bruches des Staudammes an der Weißen Desse 1916 und Vorschläge zur Ausnützung der Wasserkräfte am Kamp- und Kremsfluß, L = 80 000 PS.

671. Das Walchensee-Kraftwerk. Der Tiefbau 1921, Nr. 50, S. 206—211, 16 Abb. Jetziger Bauzustand.

672. Die Wasserkraftanlage von Fully (Schweiz). Von Ziviling. Fernau, Graz. Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1921, Heft 24—25, S. 163—166, 5 Abb. Beschreibung allgemein, insbesondere der eisernen Druckrohrleitung. H = 1645 m; L = 4625 m; Q = 800 l/s; D = 600 mm.

673. Die Wasserkraftwerke am Rjukanfos und am Glomfjord in Norwegen. Von Ing. G. v. Troeltsch. Z. d. V. D. I. 1921, Nr. 27, S. 707—712, 13 Abb.

674. Der Bau hölzerner Rohrleitungen. Von Ziviling. Nossek, Wien. Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1921, Heft 24—25, S. 166—168, 5 Abb. Zusammenfassung der Vorteile.

675. Die Berechnung kreisförmiger Druckschachtprofile unter Zugrundelegung eines elastisch-nachgiebigen Gebirges. Von Ing. Mühlhofer, Innsbruck. Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1921, Nr. 15 u. 24—27, 13 Seiten, 6 Abb. Abhandlung mit sechs ausführlichen Beispielen.

Straßenbau.

— — — —

Erdbau, Tunnelbau und Bergbau.

(Vgl. Nr. 675.)

Eisenbahnbau und -betrieb.

676. Der Bahnhof in Stralsund. Von Regierungs- und Baurat Birkholz. Zentralbl. d. Bauv. 1921, Nr. 51, S. 313—315, 5 Abb. Umbau aus Holz in Backstein.

677. Die Beleuchtung der D- und Personenzüge in Tunneln. Von Reg. u. Baurat Wickmann, Erfurt. Ztg. des Ver. Deutscher Eisenbahnverw. 1921, Nr. 25, S. 430. Vorschlag zur Änderung von B. O. § 60 und F. V. § 39.

678. Neuzeitliche Vorrichtungen zum Schneeschutz aus Zement- und Drahtkonstruktionen für Bahn- und Wegeanlagen. Von Rgbmstr. Kropf, Tapiau i. Ostpr. Beton u. Eisen 1921, Heft 11. ½ Seite.

679. Über den Fortgang der Arbeiten zur Elektrisierung der österr. Staatsbahnen. Von Sektionschef Paul Dittes. Elektr. Kraftbetriebe und Bahnen 1921, Heft 9 und 12. Beeinflussung der Fernsprech- und Telegraphenleitungen, Kraftwerke, Vergebungsart, Triebfahrzeuge, Speichertriebwagenzüge.

680. Kreuzungsbauwerk in Visé (Belgien) an der Kriegsbahn Tongern—Aachen. Von Dr.-Ing. Gaber, Heidelberg. Organ für die Fortschritte des Eisenbahnwesens 1921, Heft 11 und 12, S. 107—110. 4 Abb. Anordnung, Baueinrichtung, Bauvorgang.

681. Die Lapplandbahn Kiruna—Riksgränsen. Von Reg.-Baurat Hoepner, Berlin. Verkehrstechnik 1921, Heft 18, S. 279—84. 6 Abb. (Schluß aus Heft 17.) Elektr. Kraftübertragung, Umformerwerke, Stromzuführung, Fahrzeuge.

682. Zwei B+B-Güterzugslokomotiven der Riksgränsenbahn. Nach Mitteilungen der A. E. G. Elektr. Kraftbetriebe und Bahnen 1921, Heft 12, S. 146—47. 6 Abb. Beschreibung der Bauart und Abnahmefahrten.

Eisenbetonbau.

(Eisenbetonbrücken siehe unter Brückenbau!)

683. Unsymmetrische Eisenbetonquerschnitte unter Biegung und Biegung mit Achsdruck. Von E. Elwitz, Beratender Ingenieur, Düsseldorf. Zeitschr. für Arch.- u. Ing.-Wesen, Hannover 1921, Heft 3—7, 20 S. 34 Abb. Theoretische Erwägungen und Ergebnisse von Versuchen von Plattenbalken, Dreieck- und Trapezquerschnitten.

684. Die „Götaälf", ihr Bau und Stapellauf. Von Ing. A. Marx, Berlin. Beton u. Eisen 1921, Heft 7, 8, 11, 6 Seiten. 16 Abb. Beschreibung dieses Eisenbetonschiffes.

685. Zusammenschluß der Betonschiffswerften. Beton u. Eisen 1921, Heft 11, S. 134. Gründe des Zusammenschlusses, Ziele des Vereins.

686. Neuzeitliche Fabrikneubauten in den Vereinigten Staaten von Nordamerika. Von Ing. O. Schlich, New York. Beton u. Eisen 1921, Heft 11, S. 121 bis 123. 9 Abb. Trägerlose Decken unter Benutzung des „Zweirichtungen-Systems" beim Verlegen der Trageisen.

Vergl. auch Nr. 657.

Eisenbau.

(Eiserne Brücken siehe unter Brückenbau!)

687. Elektrische Nietenerwärmung. Der Brückenbau 1921, Heft 11/12, S. 46—47. 1 Abb. Vorzüge der elektrischen Nieterwärmung gegen Schmiedefeuer.

688. Luftschiffhalle System „Thofehrn". Die Bauwelt 1921, Heft 26, S. 351. 2 Abb. Neu patentierte Rundhalle.

Holzbau.

689. Die Entwicklung des freitragenden Holzbinders und die neueren Holzbauweisen. Der Holzbau 1921, Nr. 13, S. 52. Auszug aus einem Vortrag des Herrn Prof. Göller, Stuttgart.

S. auch Nr. 674.

Städtebau und städtischer Tiefbau.

690. Erfahrungen im Kleinwohnungsbau. Von Stadtbauinspektor Charton, Frankfurt a. M. Tonind.-Ztg. 1921, Nr. 71—73. Versuche mit Behelfs- und Halbdauerbauten. Überlegenheit des massiven Baues. Wände, Zwischendecken, Dachdeckung, Bauzeit.

691. Die Kanalisation von Wernigerode. Von Ziviling. Geißler, Berlin. Zentralbl. d. Bauv. 1921, Nr. 51, S. 316—18. 1 Abb. Trennsystem, Klärbecken, Rieselfeld.

Vergl. auch Nr. 661.

Kunst im Ingenieurwesen — Wirtschaftliches — Personalnachrichten — Vereinsnachrichten — Standesvertretung — Sonstiges.

692. Otto Sarrazin †. Nachruf von Dr. H. Zimmermann. Zentralbl. der Bauv. 1921, Nr. 53, S. 329.

693. Die neuen Amtsbezeichnungen der Reichseisenbahnbeamten. Zentralbl. d. Bauv. 1921, Nr. 54, S. 334.

694. Die Deutsche Gesellschaft für Bauingenieurwesen. Zeitschr. d. V. D. I. 1921, Nr. 27, S. 734. Entwicklung, Aufgaben und Ziele.

695. Hauptversammlung der deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen in München vom 20. bis 22. Juni 1921. Zentralbl. d. Bauv. 1921, Nr. 54, S. 333/34. Bericht und Auszug aus den vier gehaltenen Vorträgen von Prof. Dantscher über die Entwicklung des Wehrbaus im Zusammenhang mit der Wasserkraftausnutzung; von Dipl.-Ing. Gerloff über die Sicherstellung des technisch-wirtschaftlichen Wiederaufbaues durch die technische Nothilfe; von Obering. Grünhut über die Verlegung der linksufrigen Seebahn in der Stadt Zürich und von Oberregierungsrat, Staatskommissar Krieger über die wirtschaftlichen Grundlagen des neuzeitlichen Wasserkraftausbaues.

696. Versuche über Baukostenverminderung in England. Von K. Hiorth, Frankfurt a. d. Oder. Zentralbl. d. Bauv. 1921, Nr. 52, S. 321. Ersatzbaustoffe, Normung.

Vergl. auch Nr. 662—65 und Nr. 685.

WIRTSCHAFTLICHE MITTEILUNGEN.

Verband Deutscher Architekten- und Ingenieur-Vereine.

Am 2. und 3. September d. Js. findet in Heidelberg die 46. Abgeordneten-Versammlung des Verbandes statt, an die sich am 4. September d. Js. eine Festsitzung zur Feier des 58jährigen Bestehens des Verbandes anschließt, wenn auch der eigentliche Gründungstag des Verbandes auf den 28. Oktober d. Js. fällt. Aus Anlaß der Versammlung wird eine Ausstellung von Plänen süddeutscher Wasserstraßen veranstaltet. Vorgesehen ist eine Besichtigung dieser Ausstellung, eine solche des Heidelberger Schlosses unter sachkundiger Führung und am 5. September ein Ausflug in die Rheinpfalz nach Bad Dürkheim, sowie ein Festessen auf der Molkenkur. Die Sitzungen werden sämtlich in der Stadthalle abgehalten. Bei der Festsitzung wird nach einer Ansprache des Vorsitzenden Geh.-Ob.-Baurats Dr.-Ing. Schmick, München, und Bekanntgabe von Ehrungen Herr Dr. Edelmaier, Neckargemünd, über „Die alten Bauten Heidelbergs", sowie Herr Geh. Ob. Brt. Prof. Dr.-Ing. Rehbock, Karlsruhe, über „Die Energieversorgung Badens aus seinen Wasserkräften" sprechen.

Die Tagesordnung der Abgeordneten-Versammlung, zu der sich bisher einige 70 Abgeordnete angemeldet haben, sieht neben inneren und geschäftlichen Angelegenheiten des Verbandes Beratungen vor über Bauordnungs- und Wohnungswesen, über Allgemeine Bedingungen für die Vergebung von Bauarbeiten, über die Einsetzung eines Ausschusses für Wasserwirtschaft und Wasserrecht sowie eine Stellungnahme zur Hochschulreform, zur Errichtung von Architekten- und Ingenieurkammern, zu verschiedenen Fragen der Neuordnung in Staat und Gemeinden, insbesondere in ihrer Rükwirkung auf die Techniker vor.

Hafenbautechnische Gesellschaft e. V., Hamburg.

3. ordentliche Hauptversammlung Mannheim 1921.

21. September: Begrüßungsabend.

22. September: Versammlungstag, 9.30 Uhr vorm. Eröffnung. Ab 10.30 Vorträge.

1. Generaldirektor Jaeger, Mannheim: „Die Häfen als Vermittler der Zusammenarbeit von Schiffahrt und Eisenbahnen."
2. Direktor Kern, Mannheim: „Die Südwestdeutschen Wasserstraßen und Hafenanlagen."
3. „Die wirtschaftliche und technische Umstellung der Reichs-Kriegshäfen."
   a) „Wilhelmshaven-Rüstringen", Berichterstatter Kayser, Rüstringen i. O. und Oberregierungsbaurat Krüger, Wilhelmshaven.
   b) „Kiel", Berichterstatter Direktor Dr. Meyer und Stadtbaurat Kruse, Kiel.

23. September: Hafenbesichtigung Mannheim — Ludwigshafen und Besichtigung des Schlosses in Heidelberg.

24. September: Besichtigungen in Karlsruhe.

a) Rheinhafen.
b) Bautechnische Versuchsanstalten der Technischen Hochschule.

Fortschritte und Probleme der mechanischen Energieumformung.

Von Prof. Kutzbach, Dresden.

Auszug aus den Vorträgen der Hauptversammlung des Vereins deutscher Ingenieure 1921.

Der Redner ging aus von der Aufgabe des Technikers, Energie und Stoff zu beherrschen und nach Wunsch umzuformen. Mechanische Energieumformer werden vor allem gebraucht, wenn Maschinen verschiedener Drehzahl miteinander verbunden werden müssen z. B. eine Dampfturbine mit einer Schiffsschraube, ein Elektromotor mit einem Turbogebläse, ein Verbrennungsmotor mit einer Fahrzeugachse oder einer Luftschraube.

Die wichtigsten dieser Umformer sind die Zahnradgetriebe, die Riemen- und Seiltriebe und die hydraulischen Umformer; ihre Fortschritte zeigen sich vor allem, wenn man die erreichten und erreichbaren Grenzen der Leistung aufsucht und feststellt, welche Probleme, insbesondere bei Erhöhung der Geschwindigkeit, auftreten.

Beim Zahnrad hat man heute die Umfangsgeschwindigkeit, die früher bei etwa 6 bis 10 m lag, bereits bis nahezu 60 m/sek. oder 216 km/Stde. gesteigert, eine Geschwindigkeit, die auch zurzeit ungefähr die höchste erreichte Reibradgeschwindigkeit von Fahrzeugen und die höchste erreichte Riemengeschwindigkeit darstellt. Aber die Schwierigkeiten sind beim Zahnrad weitaus höher als beim unmittelbaren Reibrad, da sie nur durch bedeutende Fortschritte in der zwangläufigen Zahnradherstellung überwunden werden konnten. Auf diesem Gebiete sind zahlreiche Meisterwerke der Gestaltung und der Genauigkeitsarbeit entstanden, z. B. die Maschinen von Pfauter, Reinecker, Maag, Bilgram, Gleason, Böttcher, die zu den reizvollsten Maschinen der Gegenwart gehören. Allerdings sind die Anforderungen an diese Maschinen bei raschlaufenden Zahnrädern sehr hoch, denn eine einfache Rechnung zeigt, daß die durch Zahnfehler hervorgerufenen positiven und negativen Massendrücke, die das Rad während des Laufens sozusagen hin- und herbeuteln, mit dem Quadrate der Umfangsgeschwindigkeit steigen. Steigt die Umfangsgeschwindigkeit auf das Zehnfache, so darf der Fehler nur mehr ein Hundertstel betragen, um nicht höhere Massenkräfte zu erhalten. Aber nicht nur die Größe der Massenkräfte, sondern auch ihre Zahl in der Zeiteinheit steigt, so daß ihre Wirkung, die sich in Erschütterungen, Geräusch und Abnützung, oft auch in Resonanzschwingungen der ganzen Wellenleitungen äußert, um so schwerer zu bekämpfen ist. Bei raschlaufenden Zahnrädern spielen nicht mehr Zehntel, sondern tausendstel Millimeter eine Rolle. Die zahlreichen Mittel, Erschütterungen, Lärmen und jegliche Abnützungen der Zahnräder zu bekämpfen, haben oft, aber noch nicht immer, zu vollem Erfolg geführt, doch kann erst ein Maschinenteil, das keinerlei Abnützung und Störung aufkommen läßt, als wirklich vollkommen bezeichnet werden.

Die Anwendung der Zahnradumformer hat dank der Fortschritte des Werkzeugmaschinenbaues und der Betriebserfahrungen, besonders in den letzten 10 Jahren, außerordentliche Fortschritte gemacht. So ging z. B. die englische Kriegsmarine 1916 für fast alle Schiffsneubauten auf Dampfturbinenbetrieb mit Zahnradumformer über, so daß Anfang 1920 fast 600 Getriebe in Dienst gestellt waren. Der Schlachtkreuzer Hood, z. Zt. das größte Kriegsschiff der Welt, erhielt 4 zweistufige Getriebeturbinen mit insgesamt 144 000 Pferdestärken und erreichte bei seiner Probefahrt Anfang 1920 32 Knoten Geschwindigkeit. Vor allem aber hat sich der gesamte Handelsschiffbau allerdings nicht immer mit Erfolg, des Zahnradgetriebes bemächtigt, so daß heute die Dampf-Kolbenmaschine auf dem Schiffe, soweit nicht Dieselmotore in Betracht kommen, endgültig durch die hochtourige Turbine mit Zwischengetriebe abgelöst sein dürfte. Dadurch sind Turbinendrehzahlen von 4000 u. 5000 und eine Weiterentwicklung in jenen Bahnen möglich geworden, die der geniale schwedische Ingenieur de Laval bereits vor Jahrzehnten mit seinen kleinen hochtourigen Turbinen von 20 bis 30 000 Umdrehungen in der Minute beschritten hatte, der damals schon Zahnradgetriebe modernster Bauart anwendete. Daß die raschlaufenden Schaufelradverdichter ebenfalls von den Erfahrungen und der zunehmenden Beherrschung des Getriebes Nutzen ziehen, ist selbstverständlich.

Auf anderem Gebiete liegen die Fortschritte der mittelbar wirkenden Umformer. Die Verwendung von Riemen und Seilen hat den Hauptvorteil, daß oft eine bedeutende Entfernung zwischen den Wellen billig und bequem überwunden werden und gleichzeitig eine Mehrfachumformung auf verschiedene Wellenleitungen stattfinden kann.

Der wirtschaftliche Wettbewerb zwischen Bändern aus Stahl, Leder, Geweben und Kettenbändern untereinander und mit den Seilen aus Hanf und Baumwolle ist immer noch lebendig. Allgemein aber ist für große Leistungen das Streben nach Schnellbetrieb, also nach größten Stoffgeschwindigkeiten mit entsprechend geringerem Stoffbedarf. Dieser Schnellbetrieb aber verlangt Maßnahmen gegen das Strecken des Bandes durch Fliehkraft, einen Übertragungsstoff von überall gleichbleibender Dicke, Masse und Elastizität und eine Reibungsübertragung durch Haftfette, deren Flüssigkeitsreibung sich nach neueren Versuchen mit der trockenen Reibung des Stoffes selbst äußerst vorteilhaft vereinigt.

Geschwindigkeiten bis 45 m/sek. werden bereits häufig durchgeführt, größere bis 60 m immer noch ausnahmsweise oder bei Versuchen. Für noch größere Geschwindigkeiten bis 100 m wäre das Stahlband das aussichtsreichste Mittel, wenn es gelänge, eine auch hierfür einwandfreie Verbindung ohne Änderung von Masse und Festigkeit des Bandes herzustellen. Umformer von mehreren 1000 PS sind mit Lederriemen und Hanfseilen ausgeführt, Riemenbreite von $1^1/_2$ bis 2 m und mehr, Riemendicke bis zu vierfacher Lederstärke. Gegenüber dem Zahnrad bleibt aber der Nachteil bestehen, daß selbst bei gleichen Umfangsgeschwindigkeiten der Riemen fünf bis 10 mal breiter ausfällt, und kleine Scheibendurchmesser wegen der Biegungsbeanspruchung bei Leder und Stahlband sehr ungünstig sind.

Schließlich streifte der Redner noch kurz den Stand der sogenannten hydraulischen Umformer, die als dynamische Umformer mit Schaufelradpumpe und -motor oder als statische Umformer mit Kolben- oder Kapselpumpe und entsprechenden Motor betrieben werden. Erstere Bauart wurde in Deutschland von Föttinger in Verbindung mit der Vulkanwerft bis zu größten Leistungen durchgebildet, letztere hauptsächlich durch Lentz gepflegt und neuerdings für zahlreiche Anwendungsgebiete durchgearbeitet. Trotz ihrer größeren Verluste ist der Vorteil der Umschaltbarkeit der Drehrichtung und teilweise auch der Drehzahlen für ihre Wahl vielfach ausschlaggebend. Allen Bauarten ist eine gewisse Unempfindlichkeit, Freiheit von Er-

schütterungen, Geräusch und Abnützung und eine große Betriebssicherheit zuzuerkennen, welche eine weitere Entwicklung sehr begünstigen.

Die vorgeführten Beispiele gaben dem Redner zum Schlusse Gelegenheit zu betonen, daß alle Fortschritte nur schrittweise durch abwechselnde Beobachtung und gründliche Durchdenkung der Erscheinungen, also Praxis und Theorie gewonnen werden konnten; dazu sind vor allem notwendig wagemutige und erfindungsreiche Schöpfer der Gelegenheiten zur Erfahrung und ihre kundigen Vertreter.

Bekanntmachung über Höchstpreise für Zement ab 1. Juli.

Auf Grund des § 1 der Bundesratsverordnung vom 25. Januar 1917 (RGBl. S. 74) wird bestimmt:

Die durch Bekanntmachung des Reichskommissars für Zement vom 7. April 1921 (vgl. Deutscher Reichs- und Preußischer Staatsanzeiger Nr. 81 dom 8. April 1921) festgesetzten Preise werden mit Wirkung vom 1. Juli 1921 ab durch Zuschlag infolge der ab 1. Juli 1921 eingetretenen Kohlenpreisverteuerung in nachstehend angegebener Weise erhöht; die Preise gelten für 10 000 kg Zement ab Werk ohne Verpackung und für die Gebiete sämtlicher deutschen Zementverbände und sind Höchstpreise im Sinne des Höchstpreisgesetzes vom 4. August 1914 (RGBl. S. 339) in der Fassung der Bekanntmachung vom 17. Dezember 1914, vom 22. März 1917 und der Verordnung vom 17. Januar 1920 (RGBl. 1914 S. 516, 1917 S. 253, 1920 S. 94). Zement im Sinne dieser Bekanntmachung sind Portlandzement, Eisenportlandzement, Hochofenzement, Schlackenzement und zementähnliche Bindemittel, die in einer Mischung 1 : 3 bei Wasserlagerung nach 28 Tagen eine Druckfestigkeit von mehr als 150 kg/qcm haben. Die Umsatzsteuer ist in diesen Preisen mit enthalten.

A. Für Lieferungen an private Zementabnehmer:

a) Im Gebiete des Norddeutschen Zementverbandes:

Höchstpreis vom 1. April 1921 ab	3410 M
neuer Zuschlag für Kohlenpreiserhöhung	60 „
Höchstpreis vom 1. Juli 1921 ab	3470 M

b) Im Gebiete des Rheinisch-Westfälischen Zementverbandes einschl. der Verkaufsvereinigung Rheinischer Hochofenzementwerke:

Höchstpreis vom 1. April 1921 ab	3220 M
neuer Zuschlag für Kohlenpreiserhöhung	60 „
Höchstpreis vom 1. Juli 1921 ab	3280 M

c) Im Gebiete des Süddeutschen Zementverbandes:

Höchstpreis vom 1. April 1921 ab	3503 M
neuer Zuschlag für Kohlenpreiserhöhung	60 „
Höchstpreis vom 1. Juli 1921 ab	3563 M

B. Für die Lieferungen an Staatsverwaltungen für Staatsbauten gelten dementsprechend folgende Preise:

a) Im Gebiete des Norddeutschen Zementverbandes 3340+60 = 3400 M

b Im Gebiete des Rheinisch-Westfälischen Zementverbandes 3150+60 = 3210 M

c) Im Gebiete des Süddeutschen Zementverbandes 3433+60 = 3493 M

In Zukunft eintretende Kohlenpreiserhöhungen bedingen eine Erhöhung der Zementpreise derart, daß jede Kohlenpreiserhöhung für 10 000 kg mit 55 vH. in Anrechnung zu bringen und den Zementpreisen zuzuschlagen ist. Hierbei sind die vom Reichskohlenverband für den Bezirk des Rheinisch-Westfälischen Kohlensyndikats für Fettkohlen festgesetzten Höchstpreise (einschl. Kohlen- und Umsatzsteuer) zugrunde zu legen.

In Zukunft auf den deutschen Reichseisenbahnen eintretende Kohlenfrachterhöhungen sollen ebenfalls eine Erhöhung der Zementpreise bedingen, die auf ähnliche Weise berechnet wird.

Zu A wird bemerkt:

Die Zementverbände setzen für ihre Privatkundschaft in den einzelnen Verkaufsstellen Stationsfrankopreise fest, die nach den tatsächlichen oder den Durchschnittsfrachten bemessen sind. Von der Reichsstelle für Zement werden diese Stationsfrankopreisberechnungen vor ihrem Inkrafttreten auf die Unzulässigkeit der angewandten Berechnungsarten geprüft.

Berlin, den 5. Juli 1921.

Der Reichskommissar für Zement.
Wessig, Ministerialrat.

Stapellauf des bisher größten Eisenbetonschiffs Deutschlands.

Auf dem Werftplatz Eisenbeton-Schiffbau A.-G. in Bremen, Tochtergesellschaft der Wayss & Freytag A.-G., lief am 14. 7. 21 ein für die Hamburg-Amerika Linie gebauter Eisenbeton-Seeleichter glücklich von Stapel. Mit 1200 t Tragfähigkeit ist es das bisher größte Eisenbetonschiff Deutschlands.

Doktor-Ingenieur ehrenhalber.

Dem Vorstandsmitglied des Deutschen Betonvereins, Herrn Franz Schlüter, Dortmund, wurde in Anerkennung der hervorragenden Verdienste der Firma Franz Schlüter um die Entwicklung des Eisenbetonbaues von der Technischen Hochschule Darmstadt die Würde eines Doktor-Ingenieur ehrenhalber verliehen.

PATENTBERICHT.

Wegen der Vorbemerkung (Erläuterung der nachstehenden Angaben) s. Heft 1 vom 15. Januar 1921, S. 30.

A. Bekanntgemachte Anmeldungen.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 16. Juni 1921.

Kl. 20 i, Gr. 5. O 11 746. Wilhelm Ölschläger, Flatow, Westpreußen. Weichenspitzenverschluß. 23. VII. 20.

Kl. 20 i, Gr. 9. B 96 341. Adolf Bleichert & Co., Leipzig-Gohlis. Sicherung an Hängebahnweichen. 11. X. 20.

Kl. 20 i, Gr. 27. K 77 094. Ado Konertz, Königsberg i. Pr., Tragheimer Pulverstr. 33. Stationsanzeiger. 7. VI. 21.

Kl. 20 i, Gr. 30. T 21 770. Henry Arthur Thompson, Withington, Großbritannien, Vertr.: Dr.-Ing. Richard Geißler, Pat.-Anw., Berlin SW 11. Einrichtung zur Überwachung und Sicherung von Eisenbahnstrecken; Zus. z. Pat. 322 904. 3. I. 18. England 30. X. 16.

Kl. 20 i, Gr. 30. Z 12 009. Rudolf Zaugg, Bern; Vertr.: M. Franke, Berlin, Dreysestr. 3. Zugsicherung mittels Verzögerungsrelais. 30. XII. 20.

Kl. 20 i, Gr. 33. R 51 383. Eloi Rodolausse, St. Antonin, Frankr.; Vertr.: H. Caminer, Pat.-Anw., Berlin W 62. Apparat zum Kontrollieren der Stillstände und des Langsamfahrens der Eisenbahnzüge. 22. X. 20.

Kl. 20 i, Gr. 39. B 97 535. Walter Bornträger, Gerstungen, Thür. Signalanlage für Eisenbahn- und Feldbahnbetrieb. 29. XII. 20.

Kl. 20 i, Gr. 40. M 68 555. McKenzie, Holland and Westinghouse Power Signal Company Limited, Walter Allan Pearce u. Bernard Hartley Peter, London; Vertr.: Dr. A. Levy u. Dr. F. Heinemann, Pat.-Anwälte, Berlin SW 11. Betätigungs- und Überwachungseinrichtung für Eisenbahnsignale. 6. III. 20. England 27. III. 19.

Kl. 20 i, Gr. 42. B 93 632. Bergmann Elektrizitätswerke, Akt.-Ges., Berlin. Selbsttätige elektrische Signalschaltung für Bahnstrecken. 14. IV. 20.

Kl. 37 f, Gr. 2. P 37 377. Karl Plank, Dresden, Münchener Str. 30. Eckverband für Behälter aus übereinander geschichteten Balken. 25. I. 19.

Kl. 65 a, Gr. 3. T 23 643. Kieler Eisenbeton-Werft A.-G., Neumühlen-Dietrichsdorf. Verfahren zum Bau von Eisenbetonschiffen in einem Dock; Zus. z. Anm. K 67 680. 14. II. 20.

Kl. 65 a, Gr. 53. B 98 641. Anton Bröer, Kiel, Küterstr. 20—24. Schleppverfahren für Stromschiffahrt. 7. III. 21.

Kl. 65 a, Gr. 53. C 28 898. Emmanuel Couvreur, Paris; Vertr.: Dipl.-Ing. Walter Riese, Pat.-Anw., Charlottenburg. Zugvorrichtung, insbesondere zum Schleppen von Schiffen, bei welcher die Spannung des Zugorgans zur selbsttätigen Regelung des Schleppvorgangs benutzt wird. 27. III. 20. Belgien 15. V. 19.

Kl. 80 a, Gr. 13. B 90 260. Bayerisches Bergärar, vertreten durch die Generaldirektion der Berg-, Hütten- und Salzwerke, München. Vorrichtung zur Mitnahme oder Freigabe des Stampfers oder Bären von Stampfmaschinen, Rammvorrichtungen, Fallhämmern u. dgl.; Zus. z. Anm. B 86 326. 4. I. 19.

Kl. 80 a, Gr. 59. Sch 57 845. Franz Schmitz & Co., Kalksandsteinwerk, Lank a. Rh. Kalksandsteinpresse mit Steinabnehmevorrichtung. 25. III. 20.

Kl. 84 a, Gr. 3. M 64 767. Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg A.-G., Nürnberg. Schützenwehr mit gemeinsamem Windwerk. 27. I. 19.

Kl. 84 b, Gr. 1. B 91 293. Dr.-Ing. Emil Burkhardt, Stuttgar, Karlstr. 3. Verfahren zum Betrieb einer Tauchschleuse; Zus. z. Anm. B 95 439. 16. X. 19.

Kl. 84 b, Gr. 1. B 95 439. Dr.-Ing. Emil Burkhardt, Stuttgart, Karlstr. 3. Verfahren zum Betrieb einer Tauchschleuse; Zus. z. Anm. B 87 871. 26. V. 19.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 20. Juni 1921.

Kl. 5 c, Gr. 4. B 83 679. Oskar v. Horstig, Saarbrücken, Karcherstr. 10. Nachgiebiger zweiteiliger Grubenstempel. 26. IV. 17.

Kl. 5 c, Gr. 4. D 37 616. Peter Dewes, Sulzbach, Saar. Mehrteiliger Grubenstempel. 19. V. 20.

Kl. 5 c, Gr. 4 R 23 984. Peter Thielmann, Silschede, Westf. Mehrteiliges eisernes Eckstück für den Stollenausbau. 21. V. 20.

Kl. 19 a, Gr. 3. G 48 245. Georgs-Marien-Bergwerks- und Hüttenverein, Akt.-Ges., Osnabrück. Eisenquerschwelle; Zus. z. Pat. 330 360. 6. V. 19.

Kl. 37 f, Gr. 5. E 24 902. Wilhelm Eckard & Ernst Hotop G. m. b. H., Berlin. Aus Vor- und Hintermauerung bestehendes Mauerwerk für zylindrische Bauwerke, wie Schornsteine u. dgl. 20. II. 20.

Kl. 42 c, Gr. 27. M 71 192. Leonhard Murphy, Dublin, Irl.; Vertr.: W. Zimmermann u. Dipl.-Ing. E. Jourdan, Pat.-Anw., Berlin SW 11. Vorrichtung zum Anzeigen von Flüssigkeitstiefen in Behältern. 27. X. 20. England 25. II. 18.

Kl. 80 a, Gr. 1. P 40 526. Hermann Pfeiffer, Mehren, Post Meißen. Verfahren und Vorrichtung zum Abbauen von Ton in Blöcken; Zus. z. Pat. 330 338. 25. VIII. 20.

Kl. 84 a, Gr. 3. K 73 868. Friedr. Krupp Akt.-Ges., Grusonwerk, Magdeburg-Buckau. Mehrteiliges Hubtor zum Abschluß von Kanälen, Flüssen u. dgl. 23. VII. 20.

Kl. 84 a, Gr. 4. N 19 320. Nommen Nommensen, West-Bargum, P.-A. Mönkebüll, Kr. Husum. Bestickungsmaschine für Deichböschungen. 25. X. 20.

Kl. 84 c, Gr. 2. S 49 500. August Seboldt, Schleuse „Große Tränke" b. Fürstenwalde, Spree. Eiserne Spundwand aus einseitig gebogenen Spundbohlen. 21. I. 19.

Kl. 84 c, Gr. 2. Z 11 153. Ed. Züblin & Co. A. G., Zürich, Schweiz; Vertr.: Dipl.-Ing. Erwin Wesnigk, Pat.-Anw., Berlin SW 61. Verfahren zum Herstellen von Ortpfählen aus Beton in einem Vortreibrohr. 3. X. 19. Schweiz 18. II. 19.

Kl. 84 d, Gr. 2. M 70 489. Maschinenfabrik Buckau A.-G., Magdeburg-Buckau. Vorrichtung zum selbsttätigen parallelen Einstellen des Knickstücks der Eimerkettenleiter bei Baggern. 19. VIII. 20.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 23. Juni 1921.

Kl. 20 i, Gr. 9. G 52 217. Alfred Galle, Berlin, Wehlauer Str. 20. Elektromagnetische Betätigung und Sicherung der Schließvorrichtung von Hängebahnweichen. 29. X. 20.

Kl. 20 i, Gr. 11. E 26 469. Eisenbahnsignal-Bauanstalt Max Jüdel & Co., Akt. Ges., Braunschweig. Elektrisch betriebene Vorrichtung zum Stellen von Signalen u. dgl.; Zus. z. Pat. 337 737. 6. IV. 21.

Kl. 37 b, Gr. 5. M 63 451. Dr.-Ing. Maier-Leibnitz, Eßlingen a. N. Zug- und druckfeste Verbindung von hölzernen mit metallenen Konstruktionsteilen. 21. VI. 18.

Kl. 37 d, Gr. 32. W 53 841. Herbert Westermann, Leipzig, Einertstraße 5. Spritzgerät für Mörtelpurtz. 15. XI. 19.

Kl. 80 b, Gr. 19. W 7 152. Jan Gerko Wiebenga u. Pieter Wyn, Gravenhage, Holland; Vertr.: M. Abrahamson, Pat.-Anw., Berlin SW 47. Verfahren zum Wasserdichtmachen von Röhren und anderen Hohlkörpern aus bewehrtem Beton. 5. I. 21. Holland 6. IX. 20.

Kl. 84 c, Gr. 2, R 46 879. Friedrich Roßberg, Königsberg i. Pr. Verfahren und Vorrichtung zum Herstellen von Ortpfählen aus Beton mit einem Vortreibrohr. 16. XII. 18.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 27. Juni 1921.

Kl. 20 i, Gr. 5. Sch 60 893. Wilhelm Schroeter, Berlin, Kohannstr. 13. Aufschneidbare Weichenstellvorrichtung für Straßenbahnen. 26. II. 21.

Kl. 20 i, Gr. 15. B 96 670. Georg Buchholz, Erfurt, Alsenstr. 18. Straßenbahn- od. dgl. Weiche. 1. XI. 20.

Kl. 20 i, Gr. 39. R 51 378. Gerhard Rust, Wilhelmsburg, Elbe. Elektrische Signalvorrichtung bei Straßenbahnkurven. 21. X. 20.

Kl. 80 a, Gr. 45. V 11 652. Guido Vianini, Rom, Vertr.: Dipl.-Ing B. Wassermann, Pat.-Anw., Berlin SW 68. Verfahren zur Herstellung von rohrförmigen Körpern aus Beton u. dgl. 6. V. 13.

Kl. 80 b, Gr. 1. R 52 464. Dr. Otto Ruff, Breslau, Uferzeile 10. Verfahren zur Herstellung von Wasserdichtungsmitteln für Beton, Kalk, Mörtel u. dgl. 2. III. 21.

Kl. 84 a, Gr. 6. Z 11 368. Fa. Carl Zeiß, Jena. Beweglicher Trommelrechen. 31. I. 20.

Kl. 84 c, Gr. 2. S 46 127. Gustav Siegrist, Karlsruhe, Baden, Augustastraße 10. An einer Baggermaschine angebrachte Vorrichtung zum Einbringen der Absteifbohlen in Baugruben. 16. XII. 16.

Kl. 84 c, Gr. 2. S 49 470. Gustav Siegrist, Karlsruhe i. B., Augustastraße 10. Vorrichtung zum Einbringen der Absteifbohlen in Baugruben; Zus. z. Anm. S 46 127. 30. XII. 18.

Kl. 84 d, Gr. 1. B 94 268. Gustav Bartl, Tschausch b. Brüx, Böhmen; Vertr.: Walter Langhammer, Chemnitz, Lange Str. 25. Vorrichtung zum Festhalten von schweren Fahrzeugen, insbesondere Baggern u. dgl. 28. V. 20.

Kl. 84 d, Gr. 2, D 39 147. Dresdner Maschinenfabrik und Schiffswerft Übigau Akt.-Ges., Dresden. Verstellvorrichtung für die Spritzbleche an Baggern und Verladevorrichtungen. 23. II. 21.

Kl. 84 d, Gr. 2. M 68 919. Df.-Ing. Fritz Marguerre, Mannheim, Collonistr. 23. Eimerleiterbagger. 9. IV. 20.

B. Erteilte Patente.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 20. Juni 1921.

Kl. 5 b, Gr. 12. 339 787. Georg Eduard Heyl, Berlin-Westend, Lindenallee 17. Verfahren und Apparat zur Ausbeutung von mineralölhaltigen Halden und Abfällen. 2. XI. 20. H 829 39.

Kl. 20 h, Gr. 5. 339 694. Franz Koschel, Gelsenkirchen. König-Wilhelm-Str. 61. Bremsschuh. 5. IX. 19. K 70 134.

Kl. 37 a, Gr. 5. 339 639. Max Huguenin, Lehrte, Westerstr. 1. Gebäudeaußenwand mit furchgehendem Hohlraum. 6. V. 19. H 76 964.

Kl. 37 b, Gr. 5. 339 704. Metallwerke Stadler G. m. b. H., Bamberg, Erdanker. 28. VII. 18. M 63 691.

Kl. 42 c, Gr. 10. 339 644. Francis A. Heath, Purkersdorf b. Wien; Vertr.: Paul Gebhardt, Berlin-Stralau, Krachtstr. 9. Zusammenlegbare Meßlatte. 8. VIII. 20. H 82 012. Österreich 26. IX. 18.

Kl. 65 a, Gr. 3. 339 775. Konrad Kisse, Bremen 13. Halteeisen zur lösbaren Befestigung von Scheuerleisten im Eisenbetonschiffbau. 16. XI. 20. K 75 127.

Kl. 65 a, Gr. 3. 339 776. Konrad Kisse, Bremen 13. Verfahren zum Einschalen von Schiffskörpern aus Eisenbeton, insbesondere an den mehrfach gekrümmten Flächen derselben. 17. XI. 20. K 75 167.

Kl. 65 a Gr. 3. 339 777. Porsgrunds Cementsstöperi A. S., Porsgrund, Norw.; Vertr.: F. Meffert u. Dr. L. Sell, Pat.-Anwälte, Berlin SW 68. Verfahren zur Herstellung von Eisenbetonschiffen in der Lage Kieloben. 27. XI. 19. P 38 795. Norwegen 11. VIII. 16.

Kl. 65 a, Gr. 58. 339 734. Siemens & Halske Akt.-Ges., Siemensstadt b. Berlin. Empfangsanordnung für Anlagen zur elektrischen Kennzeichnung von Schiffahrtsstraßen. 19. XII. 18. S 49 362.

Kl. 65 b, Gr. 2. 339 873. Dr.-Ing. Walter Riekhoff, Hamburg-Fuhlsbüttel, Fuhlsbütteler Damm 137. Unten offener Schwimmkasten für Schwimmdocks, Pontons usw. 2. IX. 20. R 51 033.

Kl. 80 a, Gr. 42. 339 784. „Allguhst" Patentverwertungs-Gesellschaft m. b. H., Görlitz. Verfahren und Vorrichtung zur Herstellung allseitig geschlossener Hohlsteine. 11. VI. 13. W 42 470.

Kl. 84 c, Gr. 3. 339 816. Georg Herrmann, Wiesbaden, Erbacher St. 6. Verfahren zum Verlegen der Schutzschicht gegen die schädlichen Einwirkungen der Bodenschichten bei Eisenbetonsenkkästen. 30. XI. 19. H 79 207.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 27. Juni 1921.

Kl. 19 f, Gr. 2. 340 032. Wilhelm Breil, Essen-Bredeney. Verfahren zur Herstellung von Eisenbetontunneln mittels Firststollen. 3. IX. 16. B 82 360.

Kl. 37 a, Gr. 4. 339 943. Fritz Eckert, Wetzlar a. L. Hohlmauer aus Normalsteinen. 15. VI. 19. E 24 102.

Kl. 85 c, Gr. 6. 340 108. August Kanderske, Essen, Brauerstr. 13. Vorrichtung zum schichtweisen Ablassen des Klärbecken oder Klärbrunnens. 28. XII. 19. K 71 481.

BÜCHERBESPRECHUNGEN.

Handbuch für Eisenbeton. III. Auflage. Bd. II. Der Baustoff und seine Bearbeitung, bearbeitet von K. Memmler, H. Burchartz, H. Albrecht, H. Schluckebier, O. Rappold, A. Nowak. Mit 545 Textabb. Verlag W. Ernst und Sohn, Berlin 1921. Preis geh. 96,— gebd. 114 M.

Gegenüber der seit längerem bereits vergriffenen zweiten Auflage weist die Neubearbeitung viele Ergänzungen und Erweiterungen sowie dort, wo es erforderlich ist, auch ausführlichere Hinweise auf die neuen Eisenbetonbestimmungen vom Jahre 1914 auf. Beim Abschnitt Baustoffe sind die neuesten Versuche über den Einfluß des Wasserzusatzes auf die Betonfestigkeit aufgenommen, neu eingefügt Mitteilungen über Schallsicherheit und Nagelbarkeit des Betons. Ebenso ist das Kapitel: Betonmischmaschinen ergänzt durch neuere Gesamtanordnungen und wichtigere Einzelheiten dieser Vorrichtungen, deren Kenntnis für den Betonfachmann wertvoll erscheint; das gleiche gilt von dem Abschnitt über Fördereinrichtungen, Verarbeitung

des Eisens und des Betons. Namentlich ist hier das Gußverfahren eingehender behandelt. Nur kurz gestreift wird das in der Praxis auch noch wenig eingeführte Spritzverfahren, und nur beiläufig erwähnt das Schleuderverfahren zur Herstellung hohler Verbundmaste, -Rohre usw. Bei der großen Bedeutung, die dies Verfahren im letzten Jahrzehnt für den Leitungsbau, namentlich für Masten im Bereich der Überlandzentralen, gefunden hat, sowie im Hinblick auf die reiche Literatur hierüber, wäre ein ausführlicheres Eingehen am Platze gewesen.

Die nachfolgenden Kapitel behandeln die Schalungsfrage im Hochbau, bei Balken- und Wölbbrücken. Überall sind hier neuzeitliche Beispiele angeführt und erläutert und durch sie der Abschnitt auf die der Jetztzeit entsprechende Höhe geführt. In dankenswerter Weise sind hierbei auch u. U. wirtschaftliche Gesichtspunkte — z. B. Wiederverwendung älteren Holzes aus Rüstungen — in den Vordergrund gestellt. Alles in allem liegt in der vorliegenden Neubearbeitung eine glänzende Leistung vor, die einmal von der Höhe deutschen Ingenieurkönnens und deutscher Wissenschaftlichkeit Zeugnis gibt, dann aber auch erkennen läßt, auf welcher Höhe trotz aller schwierigen Zeitverhältnisse unsere deutsche Verlagsleistung steht. Die Ausstattung des Werkes ist dem wertvollen Inhalt durchaus ebenbürtig; die Abbildungen — 545 an Zahl — sind fast ohne Ausnahme deutlich und übersichtlich und hochwertvolle Ergänzungen des Textes.

M. F.

Erdbau. Von E. Link, Regierungsbaumeister. Mit 72 Abbildungen. 2. Auflage. Vereinigung wissenschaftlicher Verleger. Berlin und Leipzig 1920. — Sammlung Göschen Nr. 630 — 135 S.

Das Bändchen umfaßt 4 Hauptabschnitte: die Bodenarten, die Ausführung der Erdarbeiten, die Kostenberechnung und die Vollendungs- und Wiederherstellungsarbeiten. Im ersten Abschnitt wird ein kurzer Blick auf die Kennzeichen und Haupteigenschaften der Bodenarten und ihre Eignung als Baugrund und auf die Bodenuntersuchungen geworfen, und dann etwas ausführlicher über die Bodenarten hinsichtlich Gewinnung und Verbauung gesprochen. Von der Tatsache ausgehend, daß Maschinenarbeit im Erdbau heute unentbehrlich ist und durch die Preisverschiebung in immer steigendem Maße wird angewendet werden müssen, ist dann der Besprechung der Geräte für Gewinnung, Förderung und Verbauung der Bodenmassen ein verhältnismäßig breiter Raum gewidmet, und zwar kurz, aber mit hinreichender Ausführlichkeit und Vollständigkeit die Bau- und Verwendungsart namentlich der verschiedenen Baggerformen, der Fördermaschinen und Bahnanlagen behandelt. Auch seltener gebrauchter Einrichtungen (Bänder, Schüttrinnen, Bremsberge usw.) ist gedacht. Ebenso sind die notwendigsten Absteckungsarbeiten und Hilfsmittel dazu mit einigen Worten gestreift. Zahlreiche Abbildungen erläutern den Text. Der Abschnitt Kostenberechnungen wird mit wohl etwas zu kurzen Ausführungen über die zeichnerische Ermittlung der Massen eingeleitet, entwickelt aber dann die Kosten für die Gewinnung und die verschiedenen Transportarten mit hinreichender Breite und ergänzt die Angaben durch Sonderfälle. Den Preisentwicklungen sind in allem noch die Friedensverhältnisse zugrunde gelegt. Auch der Nebenarbeiten ist kurz gedacht. Im Schlußabschnitt werden die Behandlung der Böschungen und die Maßnahmen bei Rutschgefahr besprochen. Ein Sachregister beschließt das Bändchen, das trotz seines geringen Umfanges den Stoff vollständig behandelt und eine verläßliche Hilfe für eine kurze und schnelle Unterrichtung ist. Die Ausstattung des Büchleins ist recht gut.

Dr.-Ing. Gläsel.

Die Vereinheitlichung in der Industrie. Von Dr. Georg Garbotz, Dipl.-Ingenieur. Mit 18 Textabb. München u. Berlin 1920. Verlag von R. Oldenbourg. Preis 16,60 M.

Ausgehend von der Lage der deutschen Industrie nach dem Weltkrieg und der Revolution gibt der Verfasser eingangs einen Überblick über den Umfang und die Gliederung des gesamten Vereinheitlichungsproblems. Im ersten Hauptteil wird sodann die geschichtliche Entstehung und Ausbildung des Vereinheitlichungsgedankens ausführlich dargestellt, zunächst in den einzelnen Stufen der volkswirtschaftlichen Entwicklung, dann die Ausgestaltung der industriellen Vereinheitlichungsbestrebungen und der Aufbau der Normungsorganisationen in den verschiedenen Ländern, nämlich in Amerika, England, Deutschland und in anderen europäischen und außereuropäischen Staaten. Am Schlusse dieses Kapitels werden noch die Versuche erwähnt, zu internationalen Normen zu gelangen. Der zweite Teil behandelt die Arbeiten des Normenausschusses der deutschen Industrie (N. D. I.) bis Ende April 1919. Verfasser entwickelt die Ziele des N. D. I. und die Wege, welche der Normenausschuß zu ihrer Erreichung eingeschlagen hat, um dann eingehend den Werdegang eines Normenblattes und die Ergebnisse der bisherigen Arbeiten zu schildern. Im letzten Hauptteil werden die technischen und wirtschaftlichen Grundlagen des Vereinheitlichungsgedankens erörtert, die technisch-wirtschaftlichen sowohl wie die rein technischen und ebenso die privatwirtschaftlichen und die volkswirtschaftlichen.

Es ist zu begrüßen, daß es einmal unternommen worden ist, eine zusammenfassende Darstellung der gesamten Vereinheitlichungsbestrebungen in der Industrie zu geben. Bisher war die Literatur fast ausschließlich in zahlreichen Zeitschriften zerstreut. Bei Betrachtungen allgemeiner Art im ersten und letzten Teil hält der Verfasser leider die verschiedenen Arten der Vereinheitlichung nicht scharf genug auseinander. So behauptet er z. B., daß infolge des Überganges vom Verlagsystem zum Fabrikbetrieb der „Entwicklungsgang des Vereinheitlichungsgedankens — sichtbare Verzögerung" erlitten habe, und daß „Kulturfortschritt und Vereinheitlichung parallel laufen". Es gibt Vereinheitlichungsbestrebungen, die der Wirtschaftsauffassung unterworfen sind, und solche, die abhängig sind von der Art des Erzeugungsvorganges. Die Vereinheitlichungen, die die Zünfte geschaffen haben, verschwanden zur Zeit des Liberalismus; die sozialistische Wirtschaftsanschauung hingegen wird Vereinheitlichungen dieser Art zugänglicher sein und sie fördern. Für die andere Gruppe von Vereinheitlichungen ist hauptsächlich die Art des Erzeugungsvorganges maßgebend, wobei häufig die Ausschaltung zu weitgehender Verbraucherwünsche bei der Reihen- und Massenherstellung unvermeidlich ist.

Die Veranlassung zur vorliegenden Arbeit waren für den Verfasser die „offenkundigen Nachteile allzu großer Vielseitigkeit im Bau- und Baumaschinenbetrieb". Die Erörterung dieser für den Bauingenieur besonders wichtigen Verhältnisse wird jedoch einer späteren besonderen Arbeit vorbehalten und zunächst nur das Gesamtgebiet behandelt, in dem naturgemäß die Maschinenindustrie den weitaus größten Raum einnimmt. Gerade die Behandlung der Normung im Bauwesen hat bereits zu mancherlei Problemen allgemein wirtschaftlicher Art geführt wie zur Erörterung der Stellung des Handwerks zur Normung, ferner der Stellung der Klein- und Mittel- zu den Großbetrieben und anderes mehr. Deshalb ist aber auch die Eingliederung des Vereinheitlichungsproblems in die Gedankengänge der allgemeinen Volkswirtschaftslehre von besonderer Bedeutung.

Zur Einführung in das gesamte Gebiet der Normungsarbeit kann das Garbotzsche Buch den Fachgenossen bestens empfohlen werden.

W. Gehler.

Gilbreth, Colin Ross, Bewegungsstudien. Verlag von Julius Springer, Berlin 1921. VI u. 54 S. in 8°. Preis M. 10,—.

Mit diesem Büchlein bietet der bekannte Vorkämpfer der wissenschaftlichen Betriebsführung, Dr. Colin Ross, der deutschen Fachwelt eine freie, etwas gekürzte Bearbeitung des Werkes „Motion study" von Frank B. Gilbreth.

Nach mehreren Richtungen darf das Gilbrethsche Buch Beachtung fordern. Es behandelt fast ausschließlich die zweckmäßigste Art des Mauerns und ist damit neben Taylors „Concrete costs", das noch der Übertragung ins Deutsche harrt, so ziemlich das einzige Buch aus der Taylorschen Schule, das aus dem Bauwesen schöpft. Sodann hat Gilbreth, der als der erfahrenste Zeitstudienfachmann bezeichnet worden ist, seine Untersuchungen am eigenen Leibe durchgeführt, gewiß eine vorbildliche Art der Forschung.

Das Gilbrethsche Buch ist zu einer Zeit erschienen, als in der wissenschaftlichen Betriebsführung noch nicht jeder Begriff restlos geklärt, das Neuland noch nicht bis an die Grenzen erforscht war. Dennoch wird der Leser in der vorliegenden Bearbeitung viel Anregendes auch über allgemeine Fragen finden, wie über körperliche und geistige Eignung der Arbeiter, über ihre Ausbildung, über Ausdauer und Ermüdung, über innere und äußere Arbeitsbedingungen. Abgeschlossenes und Erprobtes bietet das vorliegende Büchlein nach der technisch-handwerklichen Seite. Man merkt, da war der Wille eines Mannes am Werke, der seinen Weg unbeirrt bis zu Ende ging, unbekümmert durch die Notwendigkeit, mit alten Gewohnheiten zu brechen und auf eigenen wie auf benachbarten Gebieten die erforderlichen Umstellungen vorzunehmen.

Natürlich bewegt uns in erster Linie die Frage, wie weit die Anregungen Gilbreths für Deutschland nutzbar sind. Eine Fülle von Aufgaben tut sich damit auf, die nicht immer leicht lösbar sind. So greift z. B. der Gilbrethsche Ziegelpackrahmen tief in die Arbeitsgewohnheiten der Ziegeleien wie des Bauplatzes ein. Ähnlich steht es um die Frage des Ziegelfuhrwerks, der Schubkarre, der Ziegel- und Mörteltrage, des beweglichen Arbeitsgerüstes, der Maurerkelle und im Zusammenhange damit des vollfugigen Mauerns, endlich — über Gilbreth hinaus — um die Frage der zweckmäßigsten Ziegelform bis zu den von Littmann vorgeschlagenen porigen Leichtsteinen großen Formates. „Alles fließt", möchte man mit dem alten Weisen sagen. Es ist auch schon eine Zahl von Forschungsgesellschaften am Werke, zu klären, zu sichten und zu sichern. Trotz allen ungünstigen Verhältnissen ist die Zeit da, mit dem Gewonnenen auf den Bauplatz hinauszutreten. In Deutschland erheischen ja zurzeit fast alle Bauten Zuschüsse aus öffentlichen Mitteln. Wie wäre es, wenn eine Zahl solcher Bauten über das ganze Reich verstreut Sonderzuschüsse erhielte mit der Verpflichtung, die neuen Arbeitsweisen einzuführen? Sie könnten damit Lehr- und Pflanzstätten der Erkenntnis werden.

Möge deswegen das vorliegende Büchlein seinen Weg zu recht vielen Männern der Tat finden!

Dr.-Ing. Bloß.

Für die Schriftleitung verantwortlich: Geheimrat Dr.-Ing. E. h. M. Foerster, Dresden. — Verlag von Julius Springer in Berlin W.
Druck von H. S. Hermann & Co., Berlin SW 19, Beuthstrasse 8.

DER BAUINGENIEUR

2. Jahrgang | 15. September 1921 | Heft 17

EINE KETTENBRÜCKE FÜR EISENBAHNVERKEHR.

Von K. A. Müllenhoff.

In den Jahren 1860—83 diente zur Überführung der Verbindungsbahn über den Donaukanal in Wien eine Kettenbrücke, welche in unserer schnellebigen Zeit anscheinend fast ganz in Vergessenheit geraten ist. Sie war wenigstens keinem von mir befragten Berufsgenossen bekannt, und auch österreichische Kollegen wußten sich auf Einzelheiten nicht zu entsinnen. Da auch Herr Baurat Beermann in einem Meinungsaustausch („Eisenbau" 1920, S. 63) bezweifelte, daß eine Eisenbahnbrücke in Hängewerksform auf deutschem Boden bestanden habe, dürften einige Mitteilungen darüber deshalb wohl weitere Kreise interessieren; ich verdanke diese Angaben in erster Linie Herrn Oberstaatsbahnrat Ing. F. Rautschka von der Direktion der Nordbahn in Wien und Herrn Ing. F. Podhájsky in Wildenschwert in Böhmen sowie Herrn Obering. Dr. Karner in Duisburg, denen ich meinen ergebensten Dank für ihre Liebenswürdigkeit auch hier aussprechen möchte.

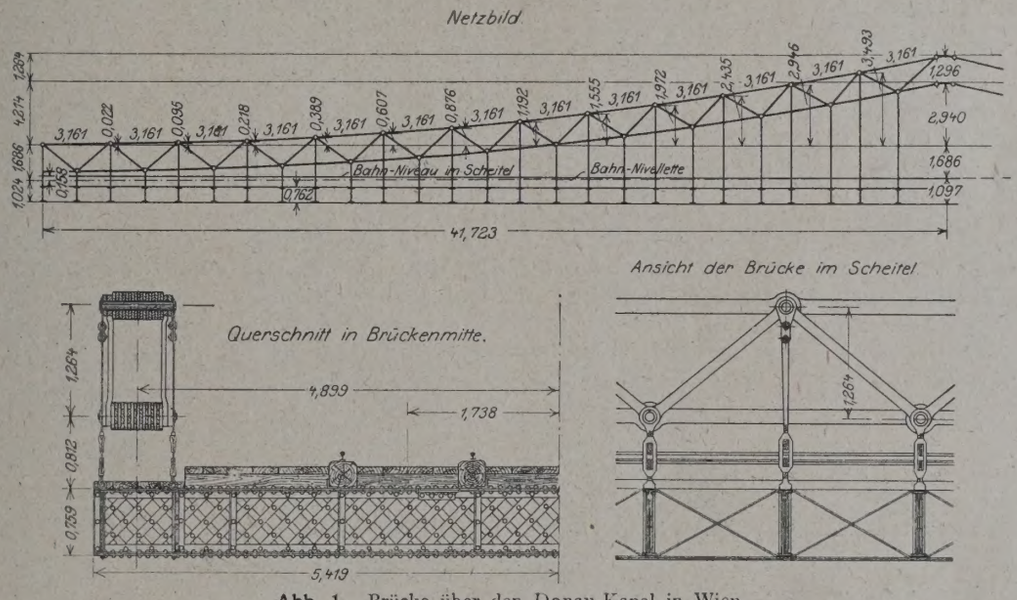


Abb. 1. Brücke über den Donau-Kanal in Wien.

Die Brücke wurde 1859—1860 von F. Schnirch entworfen und ausgeführt, die Eisenteile wurden von dem Eisenwerk Witkowitz in Mähren geliefert. Abb. 1 zeigt das System und die Hauptabmessungen der Brücke. Die Ketten bestanden abwechselnd aus 8 und 9 Flacheisenstäben von 158 mm Breite und 30,5 bis 35,5 mm Dicke, die Gelenkbolzen hatten 95 mm Durchmesser. Die außerhalb der Ketten aufgereihten Streben hatten 105 × 72,4 mm Querschnitt. Die Ketten ruhten in gußeisernen Auflagerschuhen mit 10 Rollen auf den gemauerten Pfeilern und waren nicht gegen diese Lagerkörper festgelegt.

Es ist ohne weiteres klar, daß die Brücke schwere Mängel aufweist. Der Abstand der Ketten, also die Trägerhöhe des Versteifungsträgers ist mit $\frac{1}{66}$ viel zu klein, ebenso ist die Pfeilhöhe mit $\frac{1}{20}$ zu gering. Die Steifigkeit der Querträger, die nur $^1/_{13}$ ihrer Stützweite zur Höhe hatten, ist ebenfalls zu klein, was um so schwerer wiegt, als auch keinerlei Rücksicht darauf genommen ist, die Last mittlich auf die Kette zu übertragen. Es ist deshalb kein Wunder, daß sich an den Authängungen der Querträger dauernd Schwierigkeiten ergaben.

Die Gesamtlast der Brücke wird zu 946,5 t angegeben, davon 593,6 t Verkehrslast. Bei der Probebelastung mit 820 kg/m ergaben sich keine bleibenden Senkungen, doch wurde die Brücke nicht mit der vollen vorgesehenen Gesamtlast belastet, weil sie sich schon vorher auf das Lehrgerüst aufsetzte. Die Durchbiegungen in der Brückenmitte betrugen bei langsamer Fahrt und Belastung der halben Länge der Brücke 94,4 mm, bei Belastung von ¾ der Brückenlänge durch 2 gegeneinander fahrende Züge 115,8 und 129,5 mm durch 2 gleiche, nebeneinander fahrende Züge 111,9 und 127,3 mm, endlich infolge einer 56 t schweren Lokomotive, die mit 32 km/Std. Geschwindigkeit über die Brücke fuhr, 92,2 mm und infolge zweier hintereinander fahrenden Lokomotiven von 56 t Gewicht 144,8 mm, auf die eine Hebung um 29,6 mm folgte.

Es war also die Überhöhung von 158 mm, die das Gleis bei unbelasteter Brücke zeigte, ziemlich richtig berechnet oder abgeschätzt, denn vermutlich dürfte die Berechnung des ganzen Bauwerks nach unseren heutigen Begriffen etwas einfach gewesen sein.

Das Protokoll über die Abnahme der Brücke wurde von dem berühmten Erbauer der Semmering- und Brennerbahn, Baudir. Karl v. Etzel, nur mit Beanstandung unterschrieben, weil die Vollbelastung unterblieben war und sich schon so zu starke Durchbiegungen und Schwankungen ergeben und an einigen Hängestangen Formänderungen gezeigt hätten.

Als Vorteile seines Systems führte der Erbauer an: geringe Kosten, die Möglichkeit große Stützweiten zu erreichen, leichte Aufstellbarkeit und gute Ausnutzung aller Eisenquerschnitte. Auch könnte jeder Stab vor der Verwendung einzeln erprobt werden, wodurch die Sicherheit wachse und eine höhere Beanspruchung als sonst zulässig sei. Endlich sei infolge der dicken Querschnitte der Rostangriff weniger zu fürchten.

Eine eingehende Beschreibung der Brücke wurde unter dem Titel „Die erste (dies- und jenseits des Ozeans) ausgeführte Kettenbrücke für den Lokomotivbetrieb" von F. Fauta 1861 in Wien herausgegeben. Doch ist es mir leider nicht möglich gewesen, des Buches selbst habhaft zu werden. Einige Angaben über Querverband, Auflagerung und Verankerung wären sonst gewiß von Interesse gewesen.

Die Brücke war, wie bereits angedeutet, nach unseren heutigen Anschauungen viel zu weich und wies schwere Mängel auf. Trotzdem hat sie 23 Jahre lang einem lebhaften Zugverkehr genügt. Freilich waren ihre starken Bewegungen den verantwortlichen Betriebsleitern schon lange ein Dorn im Auge. Wiederholt mußte die Höhenlage des Gleises durch Nachspannen der Hängestangen geregelt werden. Zum Teil dürfte das eine Folge der Abnutzung der zur Aufhängung der Querträger benutzten Bolzen gewesen sein, die beim Abbruch festgestellt wurde, zum Teil auch eine Folge des Nachgebens einer oder beider Verankerungen. Einmal wurde bei Befahrung der Brücke ein schußartiger Knall vernommen, welcher das Anhalten des Zuges und eine sofortige Untersuchung der Brücke zur Folge hatte. Man fand — nichts, es waren aber, wie erwähnt, die Ketten auf den Wagenlagern nicht festgelegt, und so dürfte sich wohl der obere Teil des Kettenwagens verschoben haben, bis er an die Endstrebe anschlug. Wenigstens wurde diese beim Abbruch etwas verbogen gefunden. Auch zeigten sich beim Abbruch mehrere Gelenkbolzen verbogen, aber nicht wesentlich abgenutzt. Auch sonst war das Material so gut erhalten, daß man an eine Wiederverwendung der Ketten an anderer Stelle gedacht hat.

Bemerkenswert dürfte auch sein, daß beim Abbruch G. Lindenthal die Teile der Brücke besichtigte. Er hat kurz davor oder darnach in Pittsburg die ähnliche, hübsche Brücke über den Allegheny-Fluß im Zuge der 7 km-Straße erbaut (Abb. 2), die freilich schon wesentliche Verbesserungen gegen die Schnirchsche Konstruktion zeigt, jetzt aber leider auch den wachsenden Verkehrslasten nicht mehr genügt und ersetzt werden soll.

Abb. 2. 7. Straßen-Brücke in Pittsburg, erbaut von G. Lindenthal.

Eine weitere Brücke mit solchen Girlandenträgern ist in dem Werke von Dr. Bohny über Hängebrücken abgebildet, sie befindet sich in St. Louis.

Wenn also auch der Abbruch der Wiener Brücke nach 23 jährigem Betrieb s. Zt. eine Notwendigkeit war, scheint mir gerade durch diese Brücke (vgl. auch meinen Bericht über die Erfahrungen mit der Eisenbahnhängebrücke über die Niagaraschlucht, Z. d. V. d. I. 1919, S. 185 u. 186) der Beweis erbracht zu sein, daß Hängebrücken von etwa 150 m Stützweite an mit nicht zu niedrigen Versteifungsträgern bei sorgfältiger Ausbildung aller Einzelheiten, trotz der verhältnismäßig großen Durchbiegungen auch für Eisenbahnzwecke durchaus in Frage kommen. So erwünscht die Steifigkeit der Brücke gerade für den Eisenbahnverkehr ist, sollte diese doch nicht zum Fetisch werden, der uns immer wieder nur die scheußlichen Bogenbrücken mit aufgehängter Fahrbahn bauen läßt, mit denen wir unseren schönen Rheinstrom und auch sonst das ganze Land verschandelt haben. Daß uns alle anderen Völker diesen Brückentyp nur ganz vereinzelt nachgebaut haben, sollte uns doch mindestens zu denken geben.

DER WETTBEWERB FÜR ENTWÜRFE ZU EINER VERBINDUNG ÜBER DEN LIMFJORD ZWISCHEN AALBORG UND NÖRRESUNDBY IN DÄNEMARK.

Vom Geheimen Baurat Schaper, Berlin.

(Fortsetzung von Seite 436.)

5. „Felix".

Verfasser: Ingenieur Anker Engelund, Kopenhagen.

Dieser Entwurf sieht eine Brücke vor, deren Achse die Egholmsgade in Aalborg mit der Brogade in Nörresundby verbindet und die Stromrichtung rechtwinklig kreuzt (Abb. 37). Die Länge der Brücke ist durch Deiche, die in den Fjord hinausgeführt sind, auf 341 m eingeschränkt. Es sind 9 Öffnungen vorgesehen (Abb. 38), zwei werden von dem beweglichen Überbau, der aus einer zweiarmigen eisernen Drehbrücke besteht, und sieben von festen Überbauten aus Eisenbeton überbrückt. Die Überbauten der Drehbrücke bestehen aus zwei Fachwerk-Parabelträgern von 38,88 m Stützweite, die an einer gemeinsamen, 2,5 m breiten Mittelstütze gelagert und durch eine am Kopf dieser Mittelstütze angeschlossene Kette miteinander verbunden sind. Im geschlossenen Zustande ruht die Drehbrücke auf dem Königstuhl und auf Keillagern unter den Hauptträgern in der Mitte des Mittelpfeilers und an den Enden der Überbauten auf den Seitenpfeilern. Zum Drehen der Brücke werden die Keile aus den Keillagern maschinell herausgezogen und die Brücke so auf den Königstuhl freigesetzt.

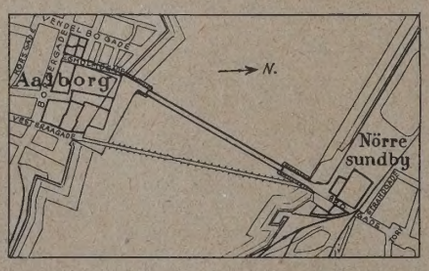


Abb. 37. Lageplan.

Von den festen Überbauten, die durchweg 35 m Stützweite aufweisen, befinden sich 3 südlich und 4 nördlich der Drehbrücke. Sie bestehen aus Eisenbetonbögen von 6,5 m Pfeilhöhe mit angehängter Fahrbahn und mit Zugband und zeigen ungefähr dieselben Umrißlinien wie die Parabelträger der Drehbrücke.

Die Eisenbewehrung des Bogens, der im Scheitel einen Querschnitt von 75×102 cm besitzt, besteht aus vier ⊏-förmigen Profilen aus hochwertigem Gußeisen nach dem Patent von Empergers und 14 Rundeisen von 22 mm ⌀ (Abb. 39); das Zugband ist mit 12 Flacheisen bewehrt, die am Ende der Vereinigung zwischen Bogen und Zugband an

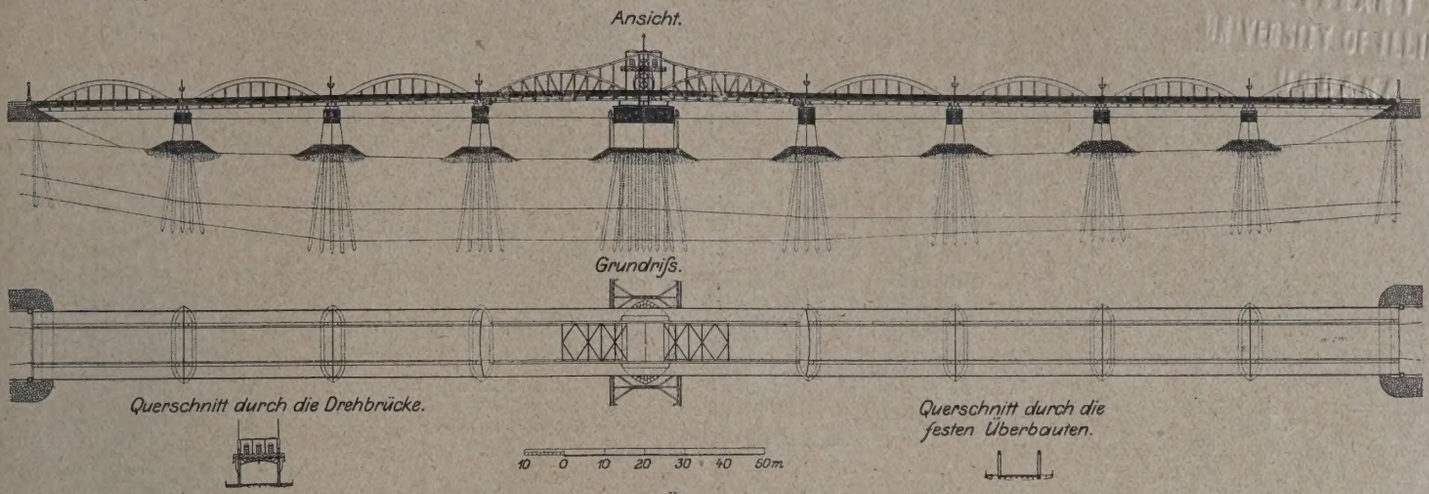


Abb. 38. Übersicht der Brücke.

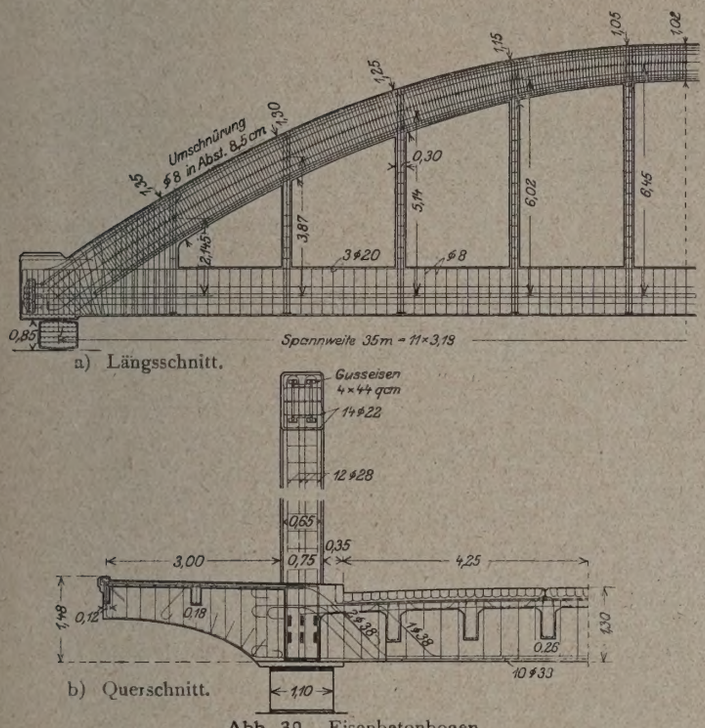


Abb. 39. Eisenbetonbogen.

einem einbetonierten Trägerrost angreifen. Die Entfernung der Hängestangen beträgt 3,18 m; die Querträger bilden mit den Hängestangen biegungsfeste Halbrahmen, die es ermöglichen, obere Querverbindungen zu entbehren. Die Lagerkörper sind auch aus Eisenbeton gebildet (Abb. 39). Fahrbahn- und Fußwegtafel bestehen aus Rippenplatten. Die Fahrbahn ist 8,5 m breit; die Fußsteige sind außerhalb der Hauptträger angeordnet und je 3,00 m breit.

Zum Aufstellen der Eisenbetonbögen dienen zwei eiserne Lehrgerüste in Gestalt von vollwandigen Bogenträgern mit Zugband (Abb. 40). Das Lehrgerüst wird so hoch gelegt, daß die Fahrbahn des Eisenbetonbogens ganz unter den Zugbändern des Lehrgerüstes liegt. Unter diesen sind in der Verlängerung der Hängestangen **I**-Eisen angehängt, welche die Schalung tragen. Sobald der Beton genügend abgebunden hat, werden die Schalbretter und die angehängten **I**-Eisen entfernt, und das Lehrgerüst kann nun leicht in die nächste Öffnung verschoben werden.

Die Pfeiler sollen mit Hilfe von Druckluft auf Eisenbetonpfählen gegründet werden. In der Abb. 41 ist einer der Zwischenpfeiler dargestellt. An der Stelle, an welcher der Pfeiler errichtet werden soll, wird auf der Schlammschicht eine Sandinsel geschüttet, welche den Pfählen zur Führung beim Rammen und als Unterlage für den später in den Arbeitsraum des Senkkastens einzubringenden Beton dienen soll.

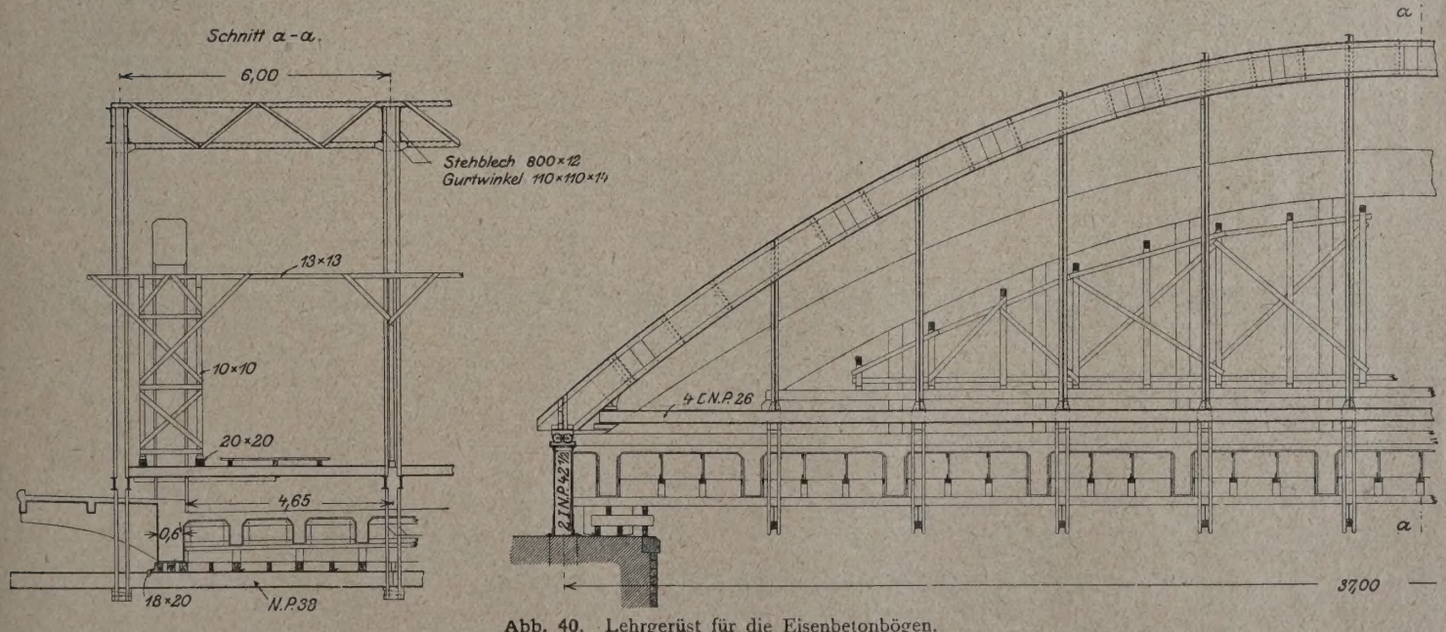
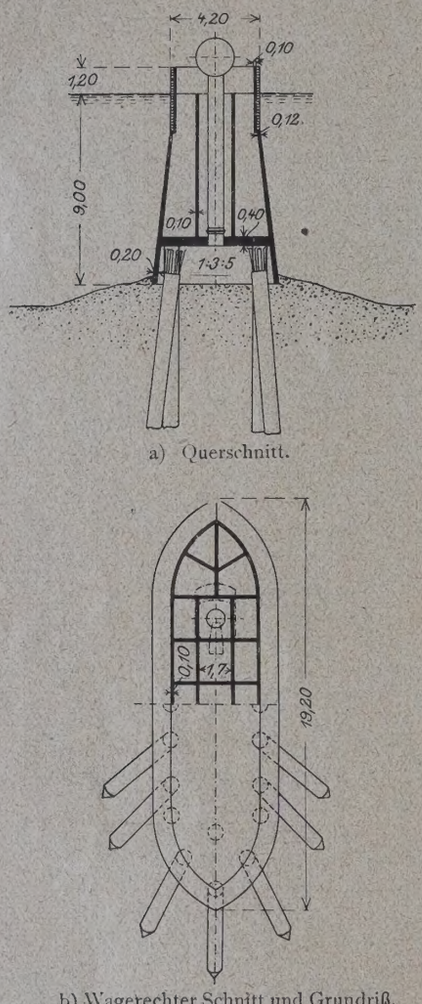


Abb. 40. Lehrgerüst für die Eisenbetonbögen.

Die Eisenbetonpfähle sind hohl, der äußere Durchmesser beträgt 75 cm, der innere 61 cm. Die Eisenbewehrung besteht aus 18 Rundeisen von 20 mm Ø und einer Umwickelung aus Rundeisen von 8 mm Ø. Für jeden Zweischenpfeiler sind 14 Schrägpfähle mit einer Neigung 1:6 und 8 lotrechte Pfähle vorgesehen. Nach dem Einrammen werden die Pfähle bis zur Höhe — 7,50 unter M. W. mit Beton ausgefüllt, die lotrechten Pfähle werden dann in genau gleicher Höhe von — 7,20 unter M. W. und die Schrägpfähle etwas tiefer abgeschnitten. Die Pfeiler bestehen aus einem Eisenbetonsenkkasten mit einem 2 m hohen Arbeitsraum und einem zellenförmigen Oberteil. Der Senkkasten wird an Ort und Stelle geschleppt und durch Eingabe von Ballast in die Zellen auf die Köpfe der lotrechten Pfähle abgesenkt. Die Zellen werden darauf mit Beton gefüllt, bis der Kasten so schwer ist, daß das Wasser aus dem Arbeitsraum mit Druckluft herausgedrückt werden kann. Der Arbeitsraum wird dann mit Beton ausgestampft, wodurch zwischen den Pfählen und dem Pfeiler ein inniger Verband hergestellt wird.



a) Querschnitt.

b) Wagerechter Schnitt und Grundriß.

Abb. 41. Pfeiler.

Das Preisgericht bemängelt das wenig befriedigende Aussehen der Brücke, ihre Höhenlage, die die Unterführung der Hafengleise ausschließt, und die Anordnung von längeren Dämmen im Fjord an den Landanschlüssen, weil zu befürchten ist, daß bei Treibeis die Eisschollen über die Böschungen auf die Dammkrone gelangen und so den Zugang zur Brücke unfahrbar machen. Der Entwurf hat den Ankauf namentlich dem guten und lehrreichen Vorschlage für die Gründung der Pfeiler zu verdanken. Das Aussehen der Brücke befriedigt deshalb so wenig, weil die leichten eisernen Fachwerkträger der Drehbrücke das Bild der massigen Eisenbetonbögen in wenig ansprechender Weise unterbrechen. Auch ist das ganze Brückenbild ohne jede Steigerung und Gliederung zu nüchtern und eintönig.

Landanschlüsse sind insofern nicht günstig, als die Hafengleise auf beiden Seiten nicht unter den Rampen durchgeführt werden können. Die Öffnung mit dem beweglichen Überbau liegt in Brückenmitte, zu beiden Seiten schließen sich gleich ausgebildete Auslegerträger mit Hängegurt über je zwei Öffnungen an. Die lichte Weite der Öffnung mit dem beweglichen Überbau mißt 31,00 m, sie ist von einer zweiflügeligen Klappbrücke nach der Bauart Scherzer überbrückt. Die seitlichen festen Überbauten haben je 113,25 m u. 57,25 m Stützweite. Während der große Überbau jeder Seite auf einem der Klappbrückenpfeiler und einem weiteren Strompfeiler gelagert ist, hat der kleine Überbau nur auf dem letzteren ein Lager; an der Landseite ist er nicht gelagert, er ist also ein Schwebeträger. Sein Zusammenhang mit dem großen Überbau wird

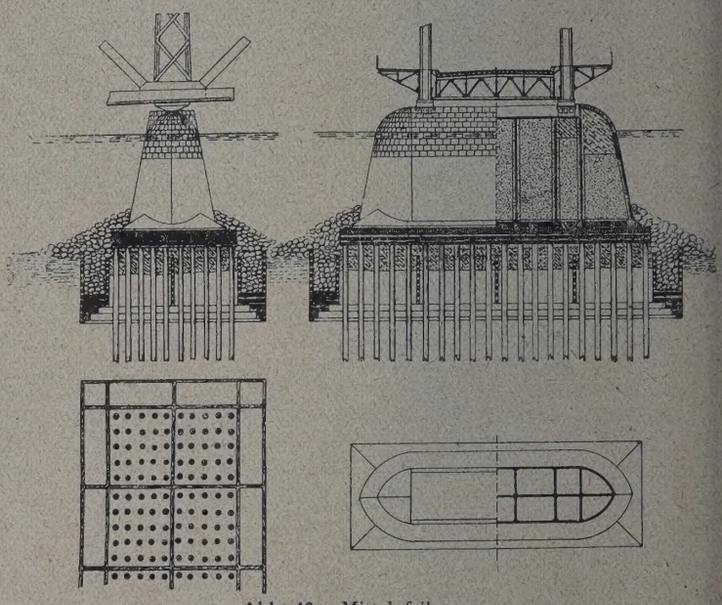


Abb. 43. Mittelpfeiler.

durch einen Hängegurt hergestellt. Von dem Ende des Schwebeträgers greift ein kleiner Schleppträger von 1 m Länge zu einem kleinen, auf dem anschließenden Damm gelagerten Betonwiderlager hinüber. Durch diese Anordnung sind die teuren Landpfeiler gespart und die Anzahl der Pfeiler auf vier beschränkt worden (Abb. 42). Bei der großen Länge des Schwebeträgers und der verhältnismäßig geringen Höhe des Hängegurtes über dem Pfeiler dürften unter den Verkehrslasten am Ende des Schwebeträgers große senkrechte Bewegungen auftreten, die sich bei der Kürze des Schleppträgers sehr unangenehm bemerkbar machen würden.

Die vier Pfeiler sollen nach einem amerikanischen Vorbilde auf einem Schwellenroste, der von Pfählen getragen wird, gegründet werden (Abb. 43). Die Pfeiler selbst bestehen aus einem Zellenkörper aus Eisenbeton. Sie werden schwimmend an Ort und Stelle gebracht und dort durch Eingabe von Ballast auf den Schwellenrost abgesenkt. Die Zellen werden dann mit Beton gefüllt. Zu bemängeln ist, daß nur senkrechte Pfähle vorgesehen sind. Ohne Schrägpfähle werden die Pfeiler den großen, bei Eisdruck auftretenden wagerechten Kräften nicht gewachsen sein. Auch ist es zweifelhaft, ob sich die vorgeschlagene Gründungsart bei der großen Wassertiefe einwandfrei ausführen läßt.

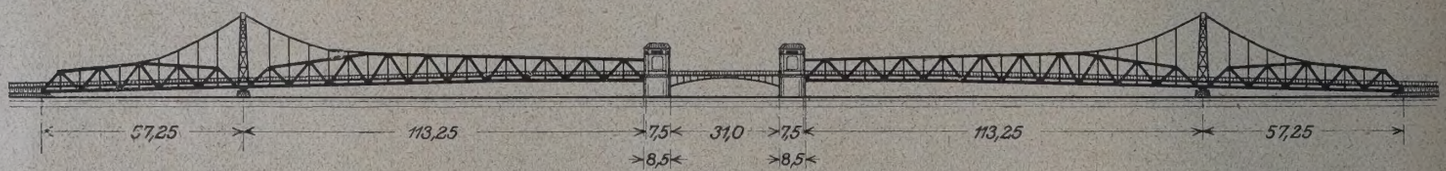


Abb. 42. Übersicht der Brücke.

6. „Quadrupes".

Verfasser: Ingenieure M. D. Salomonsen, Dr. Holger Schmidt und C. O. Wanscher in Kopenhagen.

Die Brücke, deren Gesamtansicht die Abb. 42 darstellt, kreuzt die Stromrichtung rechtwinklig und hat ungefähr dieselbe Lage wie beim Entwurf „Vidtspaendende". Die

Das Aussehen der Brücke befriedigt wenig. Die Linienführung der oberen Gurtung der festen Überbauten ist nicht glücklich; auch der Übergang von den über der Fahrbahn gelegenen Hauptträgern der festen Überbauten zu den unter der Fahrbahn angeordneten Hauptträgern der Klappbrücke ist nicht befriedigend gelöst.

7. „Inter urbes".

Verfasser: Brückenkonstruktionsbüro Nilsson & Co. (E. Nilsson, N. Bolinder, G. Cervin, S. Kasarnowsky, C. Semler), Stockholm, Architekt Cyrillus Johansson.

Die neue Brücke schließt in Aalborg und Nörresundby günstig an (Abb. 44). In Nörresundby mündet ihre Fortsetzung auf dem Markt, in Aalborg wird die anschließende Straße in zwei Gegenbogen zur Einmündungsstelle der alten Brücke geführt. Ein Durchbruch in gerader Verlängerung der Brückenachse nach Süden zur Borgergade ist leicht ausführbar. Die Höhenlage der Landanschlüsse ist eine derartige, daß die Hafengleise unter den Rampen unterführt werden können. Die Achsen der neuen und alten Brücke schneiden einander ungefähr in der Mitte des Fjords, so daß beim Bau der neuen Brücke die bestehende Brücke verlegt werden muß.

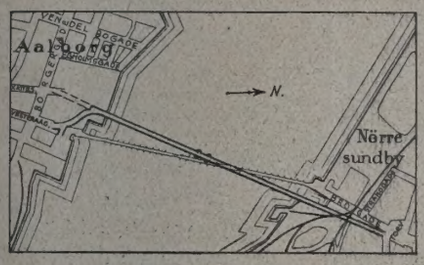


Abb. 44. Lageplan.

Die neue Brücke überspannt den Fjord in 11 Öffnungen (Abb. 45). Die mittelste von ihnen enthält den beweglichen Brückenteil in Gestalt einer zweiflügeligen eisernen Klappbrücke mit festen Drehachsen. Die lichte Weite dieser Öffnung beträgt 35 m, die Entfernung von der festen Drehachse über dem Pfeiler bis zur Mitte der Öffnung 20,3 m. Jede Klappe besitzt zwei vollwandige Hauptträger, die unter den ausgekragten Fußsteigen liegen, 9,5 m gegenseitigen Abstand haben und bogenförmige untere Gurtungen aufweisen. Zu beiden Seiten der Klappbrücke liegen je fünf Öffnungen, die von eisernen vollwandigen, 34,2 m weit gestützten Blechträgern mit ebenfalls bogenförmigen unteren Gurtungen überbrückt werden. Die Hauptträger laufen über 5 Öffnungen durch, durch Einschaltung von 2 Gelenken ist der Grad der statischen Unbestimmtheit aber auf einen zweifachen beschränkt worden.

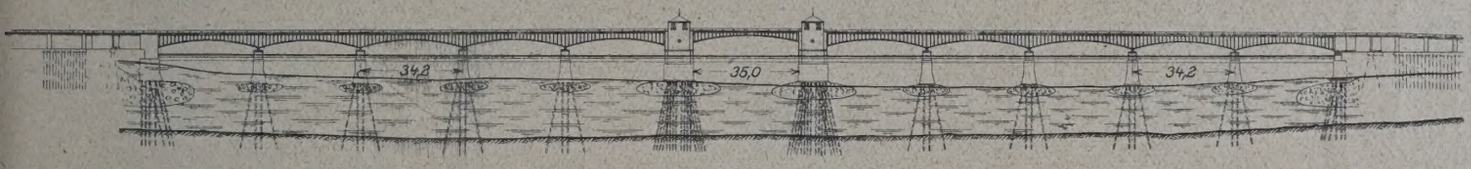


Abb. 45. Übersicht der Brücke.

Die Höhe der Hauptträger beträgt über den Lagern 4,50 m, in der Mitte der Öffnung 2,0 m. 6 Hauptträger stützen unmittelbar die aus Eisenbetonplatten bestehende Fahrbahntafel (Abb. 46). Die Fußsteige ruhen auf den äußersten Hauptträgern und auf der Spitze von vollwandigen Konsolen auf. Der gegenseitige Abstand der Hauptträger beträgt 2,10 m. Je die beiden äußeren und die beiden mittleren Hauptträger sind in der Ebene der Obergurte durch einen wagerechten Verband miteinander verbunden. Die unteren Gurtungen sind in Abständen von 3,8 m durch Querversteifungen an diesen Verband angeschlossen.

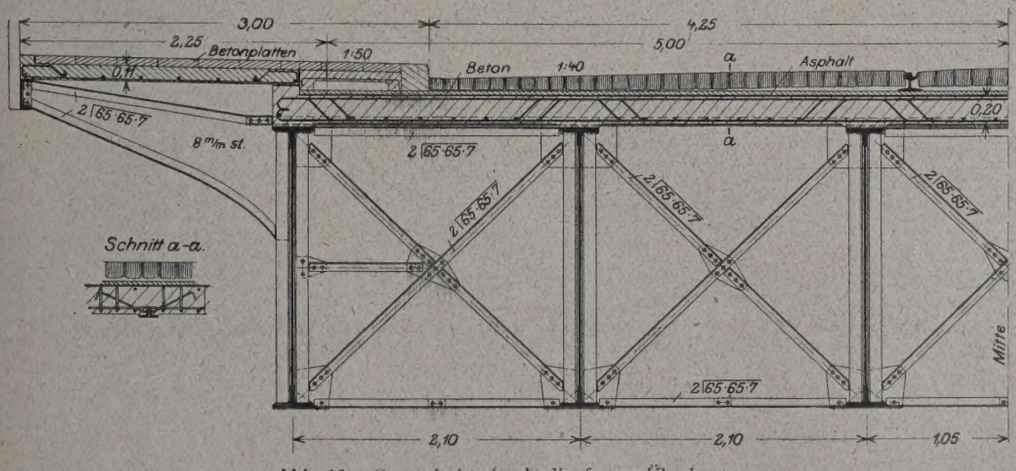


Abb. 46. Querschnitt durch die festen Überbauten.

Für die Gründung der Pfeiler und Widerlager ist eine Art vorgeschlagen, die der des Entwurfes „Felix" sehr ähnlich ist (Abb. 47). Auf ein aus lotrechten und schrägen Eisenbetonpfählen bestehendes Bündel setzt sich auch hier ein zellenförmiger Pfeilerkörper aus Eisenbeton auf. Zur Führung der Pfähle beim Rammen und als einstweilige Unterstützung für den abgesenkten Pfeiler dient auch hier eine Sandschüttung. Für den Zusammenschluß des Pfeilerkörpers mit dem Pfahlbündel wird aber vorgeschlagen, den unteren Hohlraum des

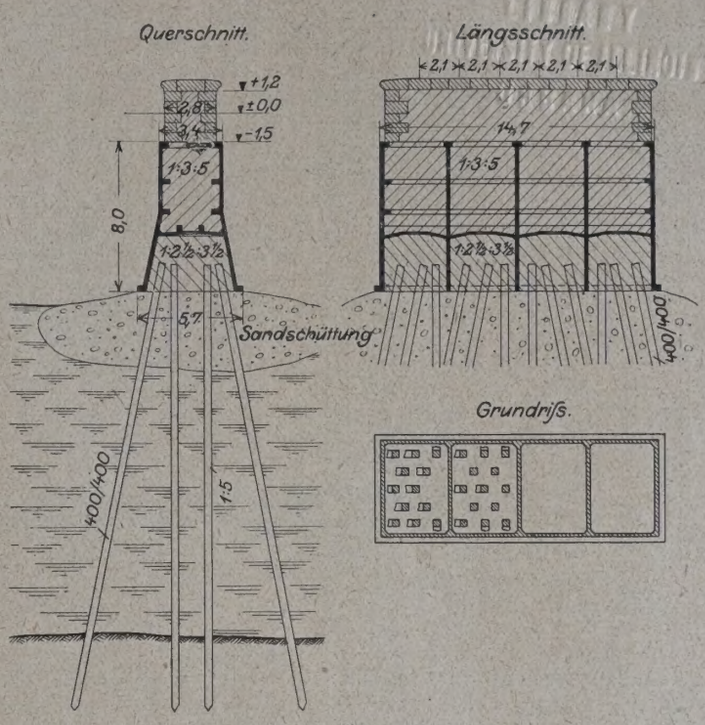


Abb. 47. Mittelpfeiler.

Pfeilers unter Wasser auszubetonieren. Die Verwendung von Druckluft bei diesen Arbeitsvorgang glaubt man entbehren zu können.

Das Aussehen der Brücke ist zwar etwas eintönig, aber im allgemeinen doch als befriedigend zu bezeichnen.

9. „Hojbro"*).

Verfasser: A. G. Armerad Betong, Malmö, Dr.-Ing. Fr. Emperger, Wien, Ingenieur G. Neumann, Györ, Ingenieur Johannes Borge, Kopenhagen und Architekt Yngve Herrström, Malmö.

Der Entwurf „Hojbro" plant die neue Verbindung in Gestalt einer Brücke mit vier festen Eisenbetonüberbauten in Bogenform mit Zugband (Abb. 55, 56 u. 57) und mit einem in der Mitte dieser Überbauten liegenden beweglichen Überbau, der als eiserne, zweiflügelige Klappbrücke mit festen Drehachsen gedacht ist. An die eigentliche Brücke, die durch weites Hinausschieben der Kaimauern, namentlich auf der Seite von Nörresundby, auf eine Länge von 370 m eingeschränkt ist, schließen sich auf der Aalborger Seite zwei und auf der Nordseite vier kleinere Öffnungen an, die mit durchlaufenden Eisenbetonbalken überbrückt werden. Diese Öffnungen dienen dem Kaiverkehr und der Durchführung der Hafengleise.

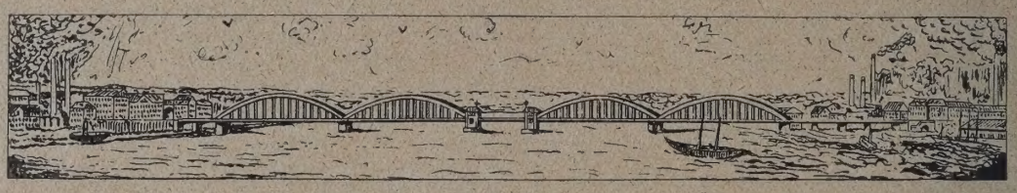


Abb. 55. Übersicht der Brücke.

Abb. 56. Ansicht des südlichen Teiles der Brücke.

Die Brückenachse liegt günstig, fast rechtwinklig zum Strom, die Landanschlüsse sind in verkehrstechnischer Beziehung gut gewählt. Der Entwurf enthält auch in städtebaulicher Hinsicht gute Vorschläge.

Brücken auf Stahllagern (Abb. 58). Die Unterkante der Bögen erhebt sich 14,6 m über die Oberkante des Zugbandes. Der Abstand der Hängestangen ist zu 5 m gewählt. In der Bogenachse ist ein oberer Windverband angeordnet, dessen Kräfte durch Portale in den Ebenen der vorletzten Hängestangen zu der steifen Fahrbahntafel geleitet werden. Der Abstand der Mitten der Hauptträger beträgt 9,3 m, die Fußsteige liegen außerhalb der Hauptträger. Die Ausbildung der Fahrbahn zeigt keine Besonderheiten. Die Bögen haben zur Herabminderung ihrer Abmessungen außer Rundeisen eine Bewehrung von zwei halbkreisförmigen Querschnitten mit Stegen aus hochwertigem Gußeisen nach dem Patent Empergers erhalten (Abb. 59); sie sind 0,6 m breit und im Scheitel 1,8 m hoch. Die Bewehrung des 1 m hohen und 0,6 m breiten Zugbandes besteht aus 12 Flacheisen.

Für die Aufstellung der großen Eisenbetonüberbauten sind zwei Vorschläge gemacht; der erste sieht feste Gerüste an Ort und Stelle vor, nach dem zweiten sollen die Bogenträger in der Nähe des Ufers auf festen Gerüsten hergestellt und dann mit Prähmen eingefahren werden. Der Bau der festen Gerüste an Ort und Stelle wird bei der tiefen Lage des tragfähigen Baugrundes keine geringen Schwierigkeiten und Kosten verursachen. Um diese nach Möglichkeit einzuschränken, ist die Aufstellung der Überbauten so gedacht, daß zunächst nur die eigentlichen Bogenträger mit dem oberen Windverband hergestellt und nach vollständigem Erhärten des Betons ausgeüstet werden. Erst dann, wenn also die Bogenträger die Gerüste nicht mehr belasten, soll die Fahrbahn eingeschalt und hergestellt werden.

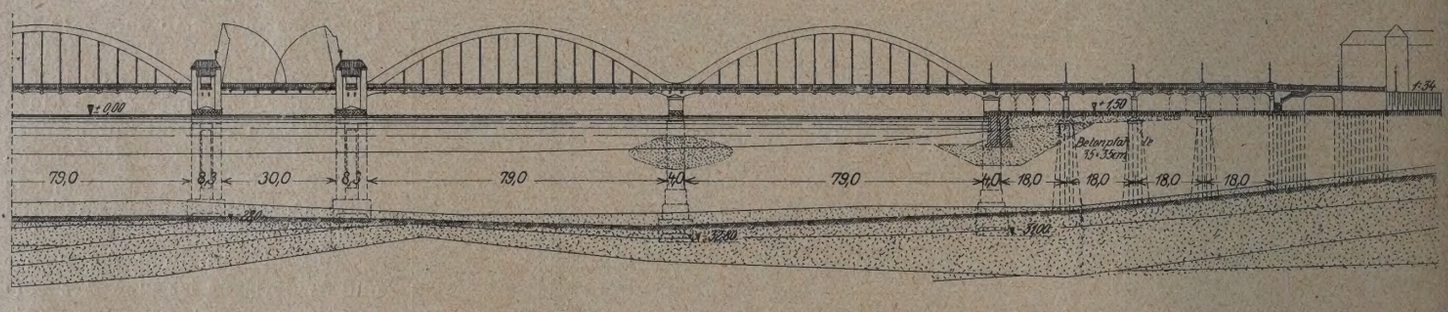


Abb. 57. Ansicht des nördlichen Teiles der Brücke.

Die Pfeiler der Strombrücke sollen im Druckluftverfahren, die Pfeiler und Widerlager der Landanschlüsse auf Pfählen gegründet werden (Abb. 57).

Die lichte Weite der Klappbrückenöffnung beträgt 30 m, die lichten Weiten der großen Öffnungen messen 79 m.

Die Eisenbetonbogenträger ruhen nach Art der eisernen

Das Preisgericht erkennt die gute Wahl der Brückenlage, die beachtenswerten Vorschläge in städtebaulicher Hinsicht und die gute bauliche Durchbildung der großen Überbauten an und bezeichnet das Aussehen der Brücke als befriedigend; es bemängelt aber die wenig ausführliche Durcharbeitung der Gründung, die bei der Lage der Baugrundverhältnisse im Fjord besondere Beachtung verdiente, und äußert Bedenken hinsichtlich der Ausführbarkeit einer einwand-

*) Entwurf 8 mit Abb. 48—54 folgt in Heft 18.

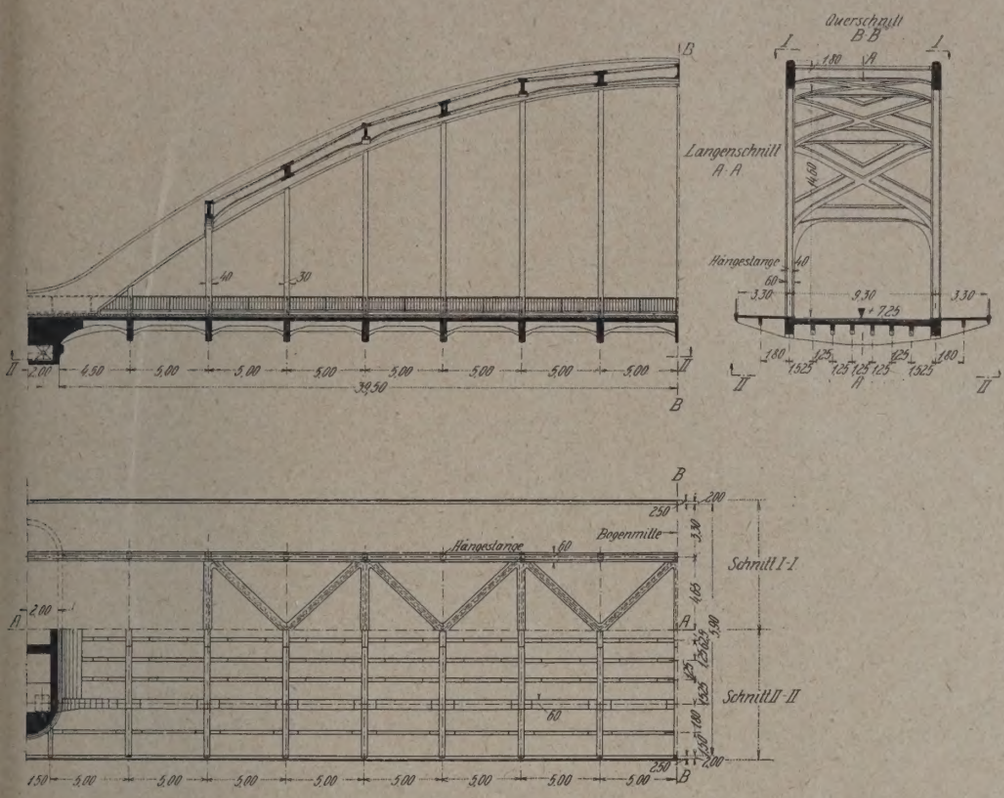


Abb. 58. Großer Eisenbetonüberbau.

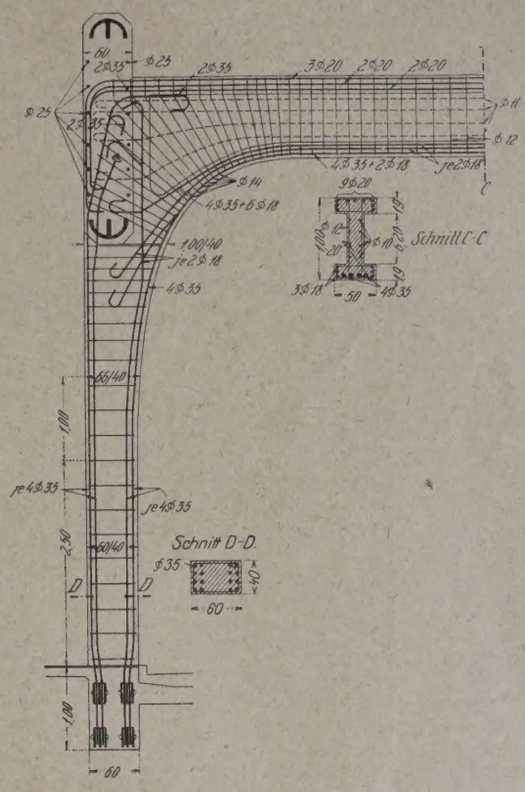


Abb. 59. Einzelheiten der Bogenträger.

freien Betonierung der Bögen bei den vorgeschlagenen Profilen aus Gußeisen und hinsichtlich des Vorschlages, die Bogenträger auf schwimmenden Gerüsten einzufahren. Wir treten diesem Urteil im großen und ganzen bei, möchten aber glauben, daß der Bogen sich bei zweckmäßigen Vorkehrungen auch bei den gewählten gußeisernen Profilen einwandfrei betonieren läßt. Das Einschwimmen und Absetzen des abgebundenen Eisenbetonbogenträgers ist deshalb bedenklich, weil beim Absetzen auf die vier Lagerpunkte ungünstige Beanspruchungen des Überbaus in der Querrichtung nicht ausgeschlossen sind, welche zu Rissen im oberen Verband und in den Portalen Veranlassung geben können. (Fortsetzung folgt.)

NEUERE BRÜCKENBAUTEN IN HOLZ.

Von Dr.-Ing. Dr. Lewe, Privatdozent der Techn. Hochschule Berlin.

Der Mangel an Kohle und jener Baustoffe, die zu ihrer Fabrikation der Kohle bedürfen, hat auch auf den Holzbrückenbau fördernd und befruchtend gewirkt und verschiedene neue Formen gezeitigt, von denen einige nachfolgende beschrieben werden sollen. Die besonderen Erfordernisse des Brückenbaues gegenüber der Erstellung von Hallenbindern hat es mit sich gebracht, daß der Holzbrückenbau gegenüber entsprechend großen eisernen Brücken seine eigenen Wege gehen mußte, während bekanntlich die neuzeitlichen Dachbinderformen den entsprechenden eisernen Bindern ziemlich nachgeahmt werden können. Diese besonderen Anforderungen sind Einfachheit und statische Klarheit des Tragwerks, Vermeidung von allzu starker Holzteilung, Ableitungsmöglichkeit des Regenwassers zwecks Verhinderung der Fäulnis und Einfachheit der Verbindungen wegen der Notwendigkeit späterer Ausbesserungen oder Auswechslungen. Die nachstehend beschriebenen Brücken begegnen der Hauptgefahr für den Holzbrückenbau, dem Regenwasser, dadurch, daß die Hauptträger entweder unterhalb der Fahrbahn angeordnet sind oder aber die über der Fahrbahn sich erhebenden Tragteile dachartig abgedeckt sind oder einheitlich so ausgebildet sind, daß sich keine Wassersäcke bilden können. Von der Förderbrücke in Schmiedeberg ist auch ein Auszug aus der statischen Berechnung beigegeben, weil es sich hier um eine neuartige Form, die den Bedürfnissen des Holzbaues besonders entspricht, handelt.

I. Förderbrücke für die Bergfreiheitsgrube bei Schmiedeberg i. Riesengeb. für die Vereinigte Königs- und Laurahütte A.-G. in Laurahütte O.-Schl.

Die Brücke dient zur Abfuhr von Material aus der Grube nach einer Schutthalde. Auf der Brücke sind 2 Gleise mit 0,80 m Achsabstand angeordnet. Auf dem einen Gleis fahren die vollen Wagen zur Schutthalde und auf dem andern Gleis kommen die leeren Wagen zurück. Die Wagen folgen sich in einem Abstand von 20 m. Da der Achsabstand eines Wagens sehr klein ist, wird in der Berechnung die Last eines Wagens als Einzellast berücksichtigt.

Die Gesamtanordnung der Brücke ist aus der Übersicht Abb. 1 ersichtlich. Die Gleise liegen direkt auf den Querschwellen (in 1,00 m Abstand). Die Abdeckung der Fahrbahn erfolgt durch 3,5 cm starke Bretter. Die Brücke wird mit einem 1,00 m hohen Geländer versehen. Mit Ausnahme der Überbrückung des Holzabfuhrweges, wo die Fahrbahn auf dem Untergurt angeordnet ist, ist oben liegende Fahrbahn vorgesehen.

Die Hauptträger werden als Segmentträger, deren Füllungsglieder aus Vertikalen und nur 2 Diagonalen in der Mitte (D. R. P. angemeldet) bestehen, ausgebildet. Um diesen Hauptträger statisch bestimmt zu machen, sind im biegungsfesten Teil (also dem wagerechten Balken) 2 Gelenke angeordnet.

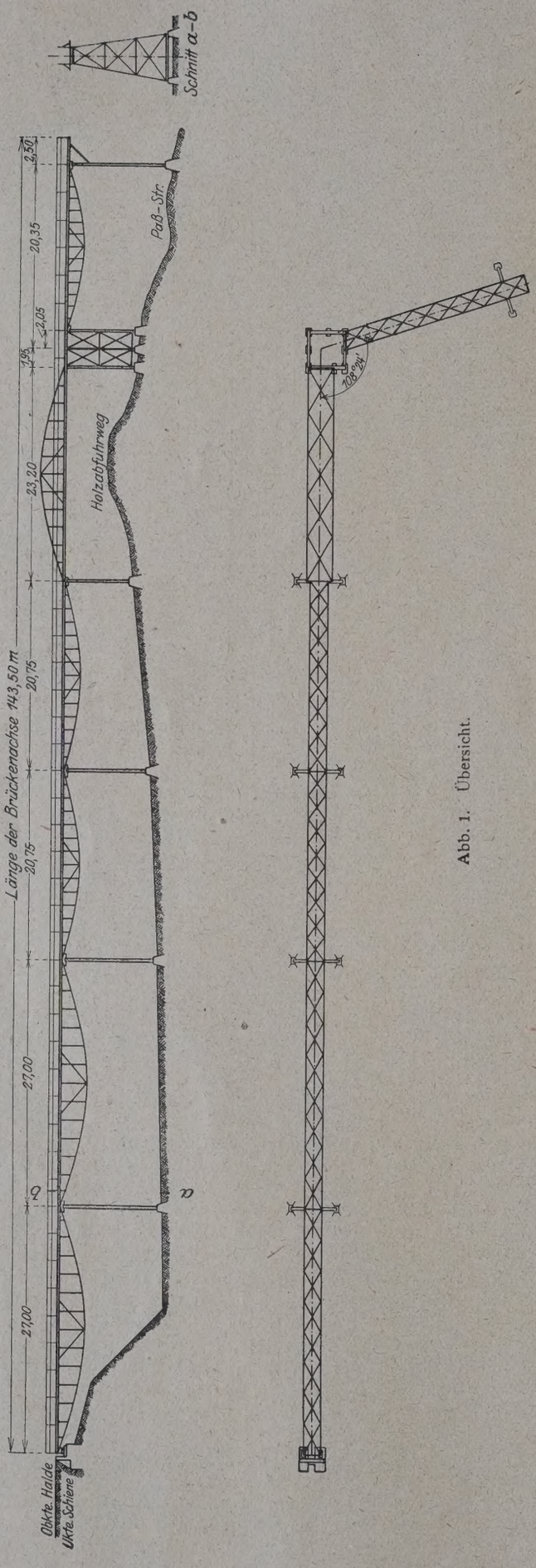


Abb. 1. Übersicht.

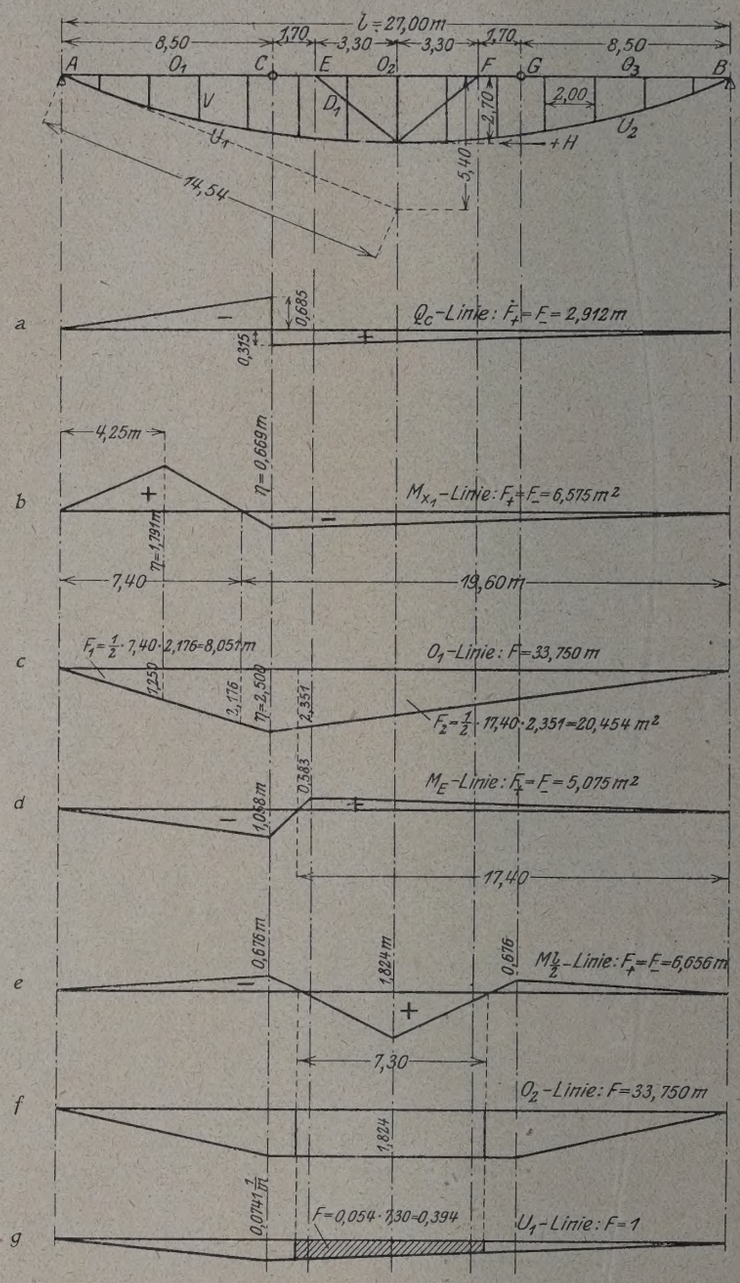


Abb. 2. Einflußlinien.

Von den Hauptträgern sei nachstehend nur ein einziger behandelt und ein Auszug aus der statischen Berechnung geboten.

Hauptträger von 27,00 m Stützweite.

Die Belastungen sind

g = 160 kg/m
p = 94 „
P = 760 kg.

Die Bestimmung der Stabkräfte, Momente usw. erfolgt auf Grund der „Allgemeinen Berechnung". Die Ordinaten der Einflußlinien sind ebenfalls nach den für den allgemeinen Fall ermittelten Einflußlinien bestimmt und in Abb. 2 a bis g eingetragen.

Obergurt O: Das ungünstigste Biegungsmoment entsteht angenähert für $x_1 = \frac{1}{2} d = \frac{3{,}50}{2} = 4{,}25$ m.

Nach Abb. 2 b ist

$M_{x1} = 94 \cdot 6{,}575 + 760 \cdot 1{,}791 = 618 + 1361 = 1979$ mkg.

Dem hierbei zugrunde gelegten Belastungszustand entspricht nach Abb. 2 c eine Stabkraft

$$O_1 = 160 \cdot 33{,}750 + 94 \cdot 8{,}051 + 760 \cdot 1{,}250 = 5400 + 757 + 950 = 7{,}107 \text{ kg}.$$

Nach (Gl. 2) der Beilage ist:

$$M_u = {}^2/_3 \cdot 7107 \cdot 270 \cdot \frac{2{,}00^2}{27{,}00^2} = 70 \text{ mkg},$$

also ist:

$$M_{x1\,max} = 1979 + 70 = 2049 \text{ mkg}.$$

Infolge Winddruck ist für $x = 4{,}25$ m und $l = x = 22{,}75$ m:

$$O_{1w} = \pm \frac{156 \cdot 4{,}25 \cdot 22{,}75}{2 \cdot 1{,}80} = \pm 4190 \text{ kg},$$

also entspricht dem Wert $M_{x1\,max}$ eine Stabkraft:

$$O_1 = 7107 + 4190 = 11\,297 \text{ kg};$$

gewählt 20/30 mit $F = 600$ cm² und $W = 3000$ cm³:

$$\sigma = \frac{11297}{600} + \frac{2049{}00}{3000} = 19 + 68 = 87 \text{ kg/cm}^2.$$

Kragarm C = E: Das ungünstigste Biegungsmoment entsteht in E. Nach Abb. 2 d und c ist ohne weiteres ersichtlich, daß dieses Biegungsmoment bedeutend kleiner ist als dasjenige in Trägermitte.

Obergurt O_2: Nach Abb. 2 e ist in Trägermitte, in der das Biegungsmoment für Stab C = G am größten ist,

$$M = 94 \cdot 6{,}656 + 760 \cdot 1{,}824 = 626 + 1386 = 2012 \text{ mkg}.$$

Nach Abb. 2 ist:

$$U_1 = 160 + 94 \cdot 0{,}394 + 760 \cdot 0{,}054 = 238 \text{ kg/m},$$

$$M_u = \frac{238 \cdot 2{,}00^2}{12} = 79 \text{ mkg};$$

also ist:

$$M_{max} = 2012 + 79 = 2091 \text{ mkg}.$$

Nach Abb. 2 ist:

$$O_2 = 5400 + 94 \cdot 1{,}824 \cdot 7{,}30 + 760 \cdot 1824 = 5400 + 1252 + 1386 = 8038 \text{ kg}.$$

Infolge Winddruck ist in bezug auf die Trägermitte:

$$O_{2w} = \pm \frac{156 \cdot 27{,}00^2}{8 \cdot 1{,}80} = \pm 7789 \text{ kg}.$$

Dem Wert M_{max} entspricht:

$$O = 8038 + 7789 = 15\,827 \text{ kg};$$

gewählt 20/30 mit $F = 600$ cm² und $W = 3000$ cm³:

$$\sigma = \frac{15827}{600} + \frac{209\,100}{3000} = 26 + 70 = 96 \text{ kg/cm}^2.$$

Untergurt U:

$$U_1 = \frac{O_1}{\cos \alpha_1} = O_1 \cdot \frac{14{,}54}{13{,}50}$$

Nach Abb. 2 c ist bei Vollbelastung und P = 760 kg über C:

$$U_{1\,max} = \left[(160 + 94) \cdot 33{,}750 + 760 \cdot 2{,}500\right] \cdot \frac{14{,}54}{13{,}50} = (8573 + 1900) \cdot 1{,}077 = 11\,279 \text{ kg}.$$

Diesem Wert entspricht nach Abb. 2 g:

$$U_1 = U_{1\,max} = 160 + 94 + 760 \cdot 0{,}0741 = 306 \text{ kg/m}.$$

Da die Vertikalen durch Schwellen unterstützt sind, ist

$$M_u = \frac{306 \cdot 1{,}00^2}{12} = 26 \text{ mkg}.$$

Der Untergurt wird durch 2 Ringdübel von 180 mm ⌀ und 1 Ringdübel von 140 mm ⌀ angeschlossen, gewählt 6/25 mit $F = 150$ cm² und $W = 150$ cm³.

Im Anschluß am Auflager beträgt der nutzbare Querschnitt

$$F = 150 - \frac{44{,}4}{12} - 2{,}0 \cdot 4{,}5 = 118{,}8 \text{ cm}^2,$$

hierfür ist

$$\sigma = \frac{11\,279}{118{,}8} = 95 \text{ kg/cm}^2.$$

Unmittelbar vor dem Anschluß ist:

$$\sigma = \frac{11\,297}{150} + \frac{2600}{150} = 75 + 17 = 92 \text{ kg/cm}^2.$$

In der Abb. 3 ist Längen- und Querschnitt eines in der statischen Berechnung behandelten Hauptträgers von 27,00 m Stützweite gezeichnet. Die einfache Verbindungsweise durch geschlitzte Ringdübel, Patente der ausführenden Firma Carl Tuchscherer, Breslau II, geht aus diesen Schnitten hervor. Das Zugband ist aus 2 je 14 m langen besonders sorgfältig auf Wuchsgeradheit ausgesuchten und künstlich gebogenen Bohlenhölzern 6/25 cm Stärke zusammengesetzt. Der Stoß in der Mitte wird auf einfachste Art durch 6 Ringdübel und einer starken Lasche, die gleichzeitig zum Anschluß der beiden Diagonalen dient, gebildet. Der horizontale Windverband liegt unterhalb des Versteifungsträgers und wird in einfachster Weise durch gekreuzte Bohlen 8/14 cm hergestellt. Der biegungssteife Längsträger ist als schwerer, einheitlich 20/30 cm starker Balken durchgeführt. Die Gelenkunterbrechungen werden durch Bolzen und schräge Verblattung in ausreichender Form ausgebildet. Die Diagonalen sind Doppelhölzer 2 . 11/14 cm. Der Querschnitt zeigt, daß das Tragwerk selbst hinreichend durch die abgedeckte Fahrbahn gegen Regen geschützt ist.

Die beiden Photographien Abb. 4 und 5 zeigen den stark beanspruchten Eckpfosten an der Abzweigstelle und eine Gesamtansicht. Aus der letzteren wird auch klar, weswegen

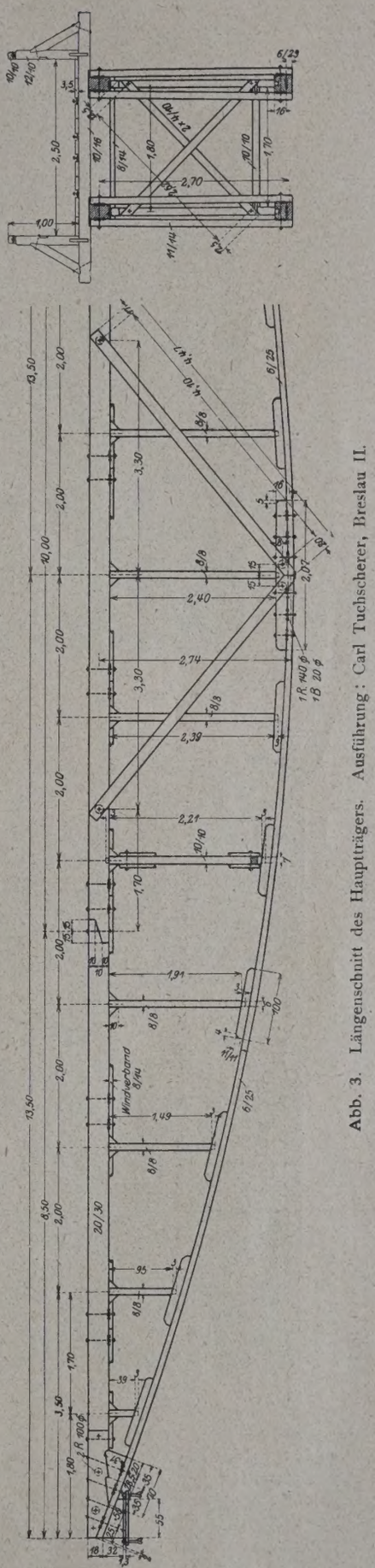


Abb. 3. Längenschnitt des Hauptträgers. Ausführung: Carl Tuchscherer, Breslau II.

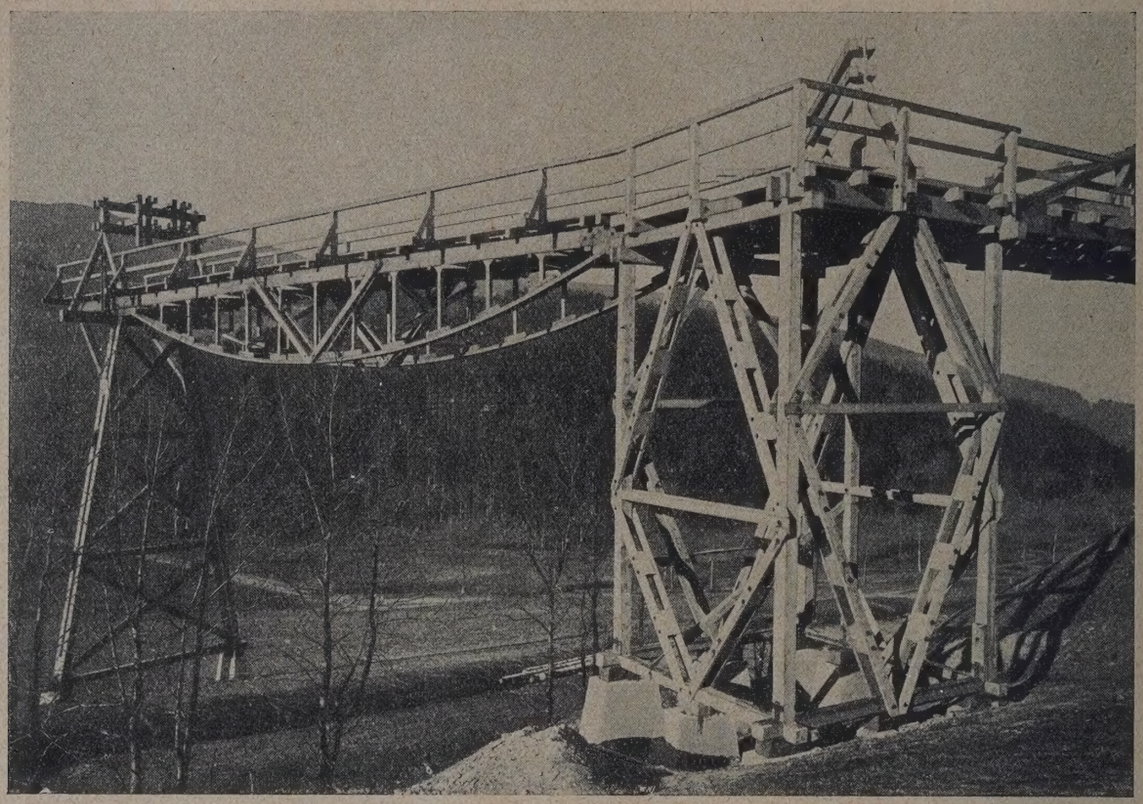


Abb. 4. Eckpfosten der Förderbrücke Schmiedeberg. Ausführung: Carl Tuchscherer, Spezial-Baugeschäft, Breslau II.

Abb. 5. Gesamtansicht der Förderbrücke in Schmiedeberg. Ausführung: Carl Tuchscherer, Breslau II.

einer der Träger als über der Fahrbahn liegender Bogen ausgebildet werden mußte. An dieser Stelle wird nämlich die Fahrstraße überschritten und ist das Fuhrwerksprofil freizuhalten. Auch dieser Bogenteil ist nach dem Zweigelenkprinzip des Versteifungsbalkens ausgebildet und hat deshalb zur Erreichung der statischen Bestimmtheit noch die diagonale Absteifung des Scheitelpunktes erhalten. Auf Veranlassung der Bauherrschaft wurde die Brücke durch den Vorsteher des Kreisbauamts Hirschberg, Herrn Kreisbaumeister Veit, einer eingehenden Besichtigung und einer Probebelastung unterworfen. In dem Gutachten hierüber wird namentlich die einwandfreie Durchführung der einzelnen Verbindungen rühmend hervorgehoben.

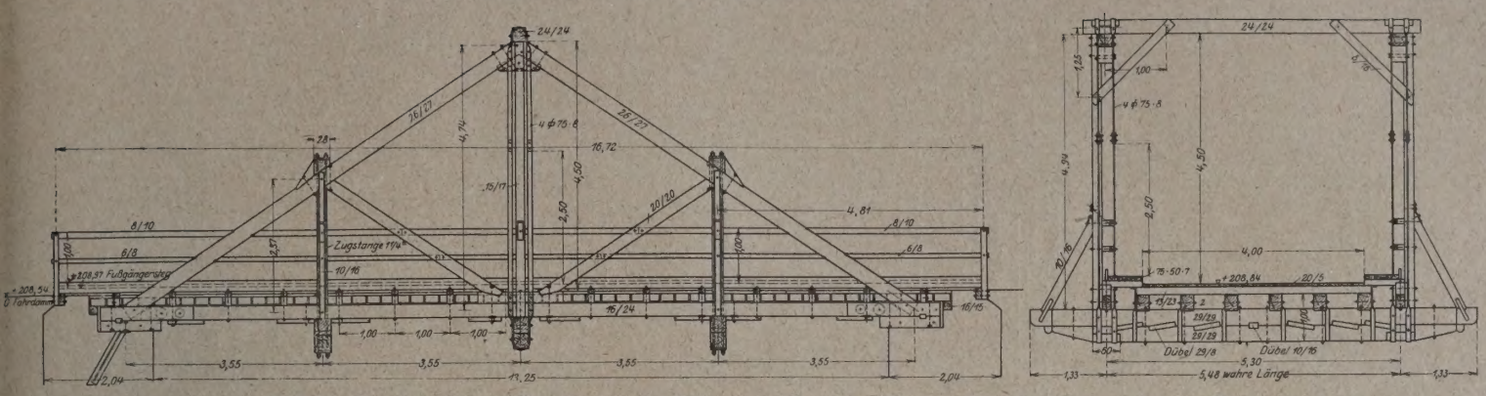


Abb. 6. Wegüberführung über die Strecke Dernau – Liblar. Ausführung: Carl Tuchscherer, Breslau II.

Die Probebelastung selbst wurde den Annahmen der statischen Berechnung entsprechend vermittelst auf dem Fahrgleis bewegter, beladener Wagen vorgenommen und die Durchbiegungen aufgezeichnet. Es ergaben sich bei mehreren Belastungen Durchbiegungen des ersten größten Feldes mit 27,00 m Stützweite von 8 – 10 mm, und zwar bei langsamer Fahrt etwa um 1 mm größere Werte als bei schneller Fahrt. Die Probebelastung des Bogenbinders über den Holzabfuhrweg mit 23,2 m Spannweite fiel nur etwa halb so groß, nämlich ca. 4,5 mm aus. Derartige Probebelastungen unter Vornahme von Durchbiegungsmessungen dürften bei allen Brückenbauten sehr anzuraten sein. Bei derartigen mit dem Eisen- und Eisenbetonbau wetteifernden geringen Durchbiegungszahlen ist an der genauen Paßform der einzelnen Verbindungsstücke und der Verbindungsmittel nicht zu zweifeln.

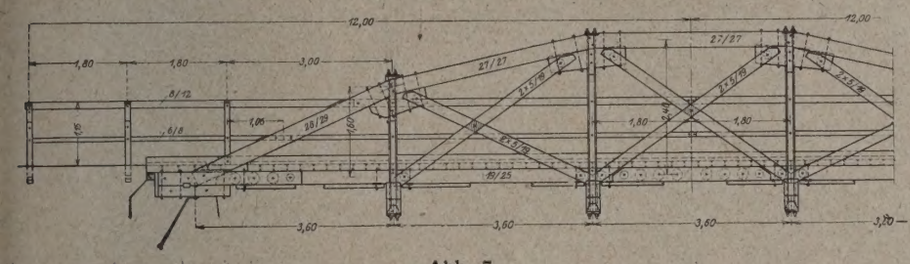


Abb. 7.

Wegüberführung der Strecke Isenbüttel—Wieren. Ausführung: Carl Tuchscherer, Breslau II.

II. Wegüberführung über die Strecke Dernau – Liblar für die Eisenbahndirektion Köln a. Rh.

Diese Brücke zeigt nach Abb. 6 im Gegensatz zu der vorigen bei nur 14 m Spannweite noch einige zimmermannsmäßige Verbindungen, wie Versatz der Streben und seitliche Hängsäulen, verdübelte Querbalken, Kopfbänder des mittleren Querschnittsjoches neben reichlicher Verwendung der neuzeitlichen Ringdübel. Auch hier liegen die empfindlichsten Teile des Tragwerkes unterhalb der Bohlenbahn und sind so gegen Regen geschützt. Der Anschluß des Untergurts am Auflager erfolgt durch Ringdübel. Zwischen den Untergurten und den Querträgern sind horizontale Diagonalen ebenfalls durch Ringdübel angeschlossen zwecks Verwendung als Windträger. Die gleichzeitige Verwendung von alten und neuartigen Verbindungsmitteln erfolgte teilweise auf Wunsch der bauüberwachenden Eisenbahnbauabteilung.

III. Wegüberführung der Strecke Isenbüttel – Wieren für die Eisenbahndirektion Magdeburg.

Von dieser Brücke wird in der Abb. 7 nur der Längsschnitt gezeigt, da die Querträger ebenfalls wie bei der zuvor behandelten Brücke als verdübelte Balken ausgeführt worden sind. Der Anschluß der Füllstäbe (gekreuzte Diagonalen) und der Stoß und der Auflageranschluß des Zuggurts erfolgte jedoch durch Ringdübel. Insbesondere ist auf die massige Wirkung des schweren, fast 30 cm nach beiden Richtungen starken Obergurts hinzuweisen. Dieser Obergurt bewirkt auch gleichzeitig einen Schutz der Füllstäbe gegen Regen, der aber an den empfindlicheren Teilen des Querträgers und Windverbandes durch die überliegende Fahrbahn gebildet wird.

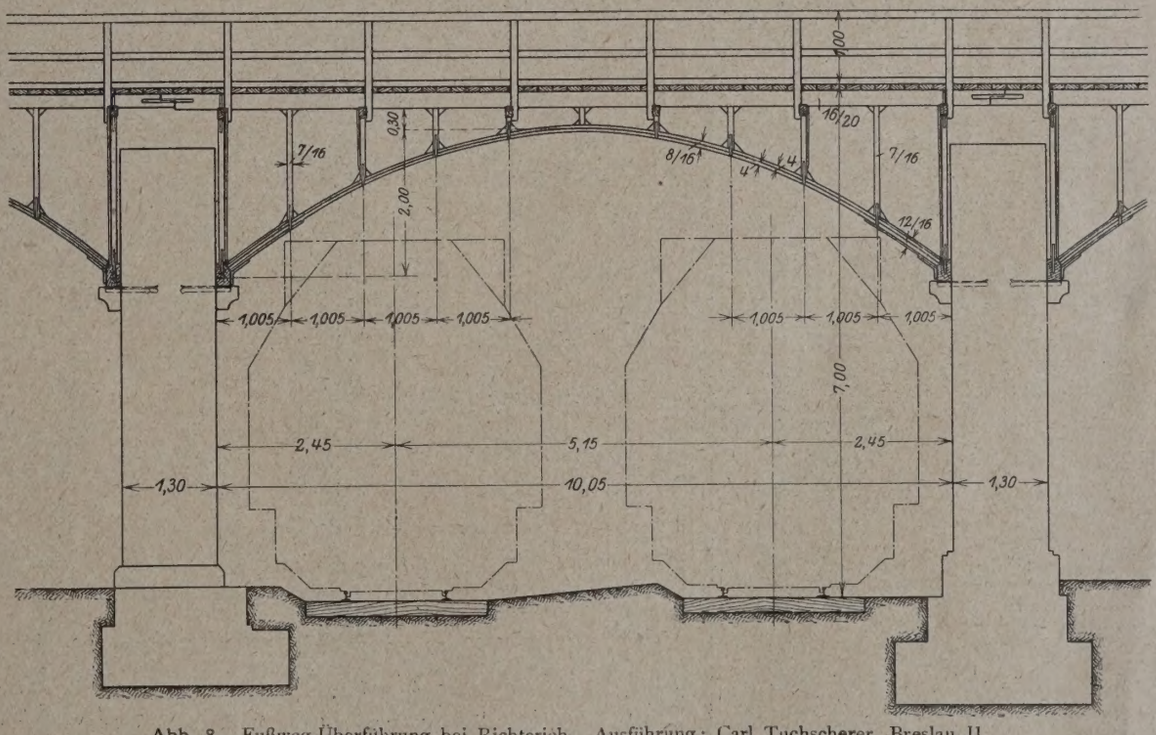


Abb. 8. Fußweg-Überführung bei Richterich. Ausführung: Carl Tuchscherer, Breslau II.

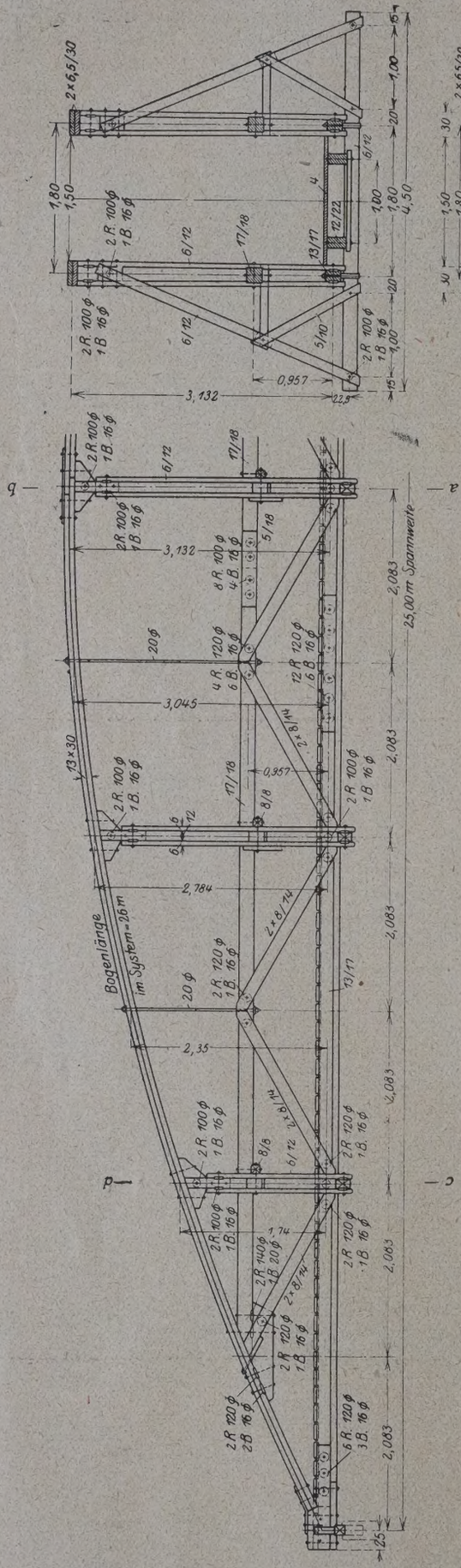


Abb. 9. Fußgängerbrücke über den Flöhafluß in Flöha i. S. Ausführung: Carl Tuchscherer, Breslau II.

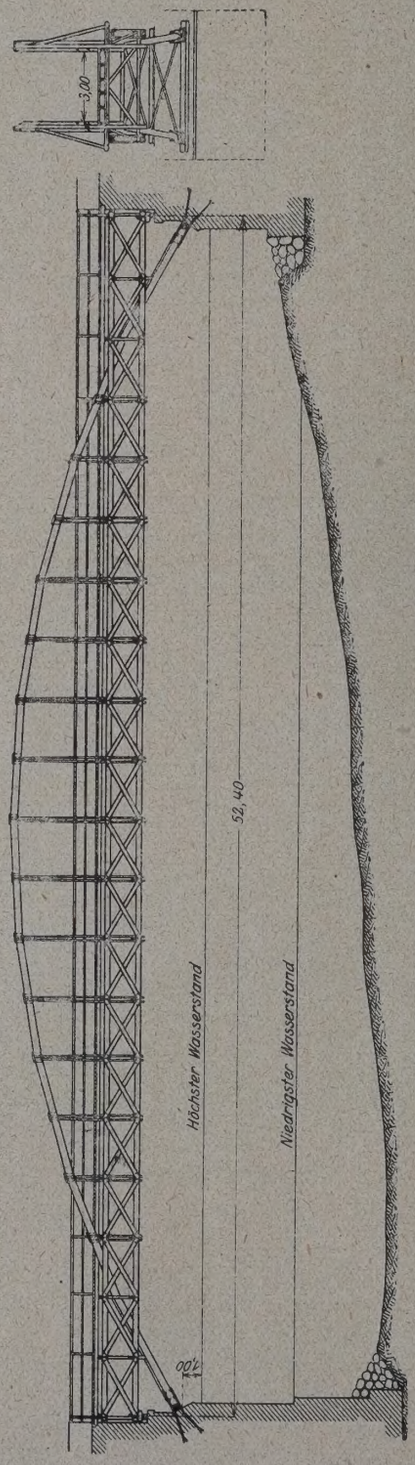


Abb. 10. Innbrücke in Roppen. Ausführung: Carl Tuchscherer, Breslau II.

IV. Fußgängerbrücke bei Richterich.

Diese ebenfalls im Längenschnitt Abb. 8 wiedergegebene Brücke zeichnet sich durch eine vorteilhafte architektonische Wirkung aus. Die Brücke hat 3 Joche von $2 \times 10{,}0$ und $1 \times 7{,}0$ m. Die Brückenbahn ist 2,10 m breit und ist mit einem etwa 4,0 cm starken Bohlenbelag abgedeckt, der direkt auf den beiden Hauptträgern befestigt ist. Die Hauptträger liegen 1,4 m voneinander entfernt, der Bohlenbelag kragt somit auf jeder Längsseite um 0,35 m über die Hauptträger über. Zur Aussteifung gegen Wind und sonstige seitliche Kräfte ist unter dem Bohlenbelag ein Windträger angeordnet.

Das System der Brücke ist ein Bogen, der durch einen oberen Versteifungsbalken bei einseitiger Last ausgesteift wird. Die Kämpfer stützen sich gegen kräftige Mauerpfeiler, die bei einseitiger Belastung stark exzentrisch beansprucht werden.

V. Fußgängerbrücke über den Flöhafluß in Flöha i. S.

Dieser in Abb. 9 gezeigte Fußgängersteg ist ein Zweigelenkbogen mit Versteifungsbalken. Der Horizontalschub des Bogens wird direkt vom Obergurt des Versteifungsbalkens aufgenommen. Der gebogene Obergurt ist in jedem zweiten Knotenpunkt durch Querverbände ausgesteift. Der Bohlenbelag der Brücke liegt über Längsträger, die ihrerseits wieder auf den Querträgern gelagert sind.

Der Versteifungsbalken ist 1,0 m hoch und dient somit gleichzeitig als Brückengeländer. Als Anschlußmittel ist bei dieser Brücke nur der Ringdübel zur Verwendung gekommen. Die Querschnitte a—b, c—d zeigen verschiedenartige Ausbildungen der seitlichen Versteifung des Bogens. Als horizontaler Windträger ist ein einfacher Dreiecksverband zur Verwendung gelangt.

VI. Fußgängerbrücke über den Inn in Roppen.

Auch für diese Brücke ist der Bogen mit Versteifungsträger gewählt worden, weil dieser architektonisch die schönsten

Wirkungen ergibt. Im Gegensatz zu vorstehenden Ausführungen liegt hier ein Teil des Bogens unterhalb der Fahrbahn, wie dieses aus dem Längenschnitt Abb. 10 zu ersehen ist. Der Versteifungsträger ist ebenfalls der schönheitlichen Wirkung halber mit gekreuzten Diagonalen ausgebildet. Der Bogen besteht aus je 2 Hölzern, wodurch ein einfacher Anschluß der Hängstange erreicht wird. Die Bogenhölzer sind nicht gekrümmt, sondern aus einzelnen Stücken zusammengesetzt. Der unter der Bohlenbahn liegende Windverband und Versteifungsträger ist vor Regen durch die überliegende Fahrbahn, die einzelnen Verbindungsteile des Bogens aber durch eine besondere Abdeckung geschützt. Der Windträger ist netzwerkartig ausgebildet worden.

Zusammenfassung. Die im Vorstehenden gezeigten Brücken für die verschiedenartigsten Zwecke dürften den Beweis erbringen, daß die neuzeitliche Holzbauweise auch auf diesem Baugebiete konkurrenzfähig und existenzberechtigt ist. Inzwischen sind zur Verminderung der Unterhaltungskosten und Sicherung gegen Wetter- und Feuersgefahr zweckentsprechende Holzanstriche auf dem Markt erschienen, welche die Konkurrenzfähigkeit des Holzbrückenbaues noch steigern dürften. Ein besonderer Vorteil der hier zur Verwendung gelangten Bauweise vermittelst geschlitzter Ringdübel liegt in der Sicherung des eisernen Verbindungsmittels vor Rost, da die Ringnuten schon sowieso für das Regenwasser schwer zugänglich sind, außerdem aber noch durch Austeeren oder einfaches Ölen vollständig wasserdicht gemacht werden können. Für die Vorzüge dieser neuzeitlichen Bauweise sprechen die vorgenommenen Probebelastungen, deren Durchbiegungsergebnis, wie die angegebenen Zahlenwerte zeigen, noch nicht einmal $^1/_{3000}$, ja im Falle der Bogenbinder gar nur $^1/_{5000}$ erreichen, während für die althergebrachten Zimmermannsbauweisen nach den Faustregeln der alten Baumeister die Gesamtdurchbiegung bei der Prüfung $^1/_{300}$ der Stützweite nach den Vorschriften nicht überschreiten durfte. Diese geringen Zahlenwerte sind der beste Beweis für die Unnachgiebigkeit der Holzverbindung durch geschlitzte Ringdübel und auch ein Zeichen einer außerordentlich sorgfältigen Fräsarbeit für die Dübelnuten. Wie groß diesbezüglich die Unterschiede zwischen Hand- und maschineller fabrikmäßiger Herstellung der Nuten sind, zeigen auch die Versuche an Probekörpern, deren neueste nur noch etwa $^1/_3$ der Nachgiebigkeit gegenüber den früheren handgearbeiteten zeigen. Für den Brückenbau, bei dem geringe Durchsenkungen erwünscht sind, ist dieser Fortschritt sehr beachtenswert.

DIE WASSERSTRASSENVERBINDUNGEN ZWISCHEN NORD- UND SÜDDEUTSCHLAND.

Von Oberbaurat O. Höch, Hamburg.

(Fortsetzung von Seite 432.)

Nunmehr sollen die Entfernungen zusammengestellt werden, die sich nach den vorerwähnten Plänen zwischen Hamburg und Bremen einerseits, Frankfurt und Bamberg anderseits ergeben.

I. Hamburg—Bamberg.

A. Unter Berücksichtigung des Werra-Main-Kanals nach Contag.

	Strecken-km	Staustufen	Betriebs-km
a) Richtung: Stader Kanal, Weser aufwärts bis Münden, kanalisierte Werra und Werra-Main-Kanal.			
Hamburg (Waltershof)—Moorburg	10	—	10
Moorburg—Bremen (Osterort)	500 113	7 4	525 127
Weser von Osterort aufwärts bis Münden	377	3	388
Münden—Bamberg	293	58	496
	793	65	1021
b) Richtung: Stader Kanal, Bramscher Kanal, Mittellandkanal bis Minden, Weser, kanalisierte Werra, Werra-Main-Kanal.			
Hamburg (Waltershof)—Moorburg	10	—	10
Moorburg—Barenaue	481 205	14 12	531 247
Barenaue—Minden	60	1	64
Minden—Münden	206	1	210
Münden—Bamberg	293	58	496
	774	72	1027
c) Richtung: Nord-Süd-Kanal (Rehder), Mittellandkanal, Leinekanal, kanalisierte Werra u. Werra-Main-Kanal.			
Hamburg (Peute)—Hoopte	19	—	19
Hoopte—Allerbüttel (Mittellinie)	333 132	21 4	407 146
Allerbüttel—Sehnde (Mittellinie)	57	—	57
Leinekanal (Sehnde—Unterrieden)	125	17	185
Unterrieden—Bamberg	273	52	455
	606	73	862
d) Richtung: Nord-Süd-Kanal (Franzius), Mittellandkanal, Leinekanal, kanalisierte Werra u. Werra-Main-Kanal			
Hamburg (Peute)—Fliegenberg	17	—	17
Fliegenberg—Kl. Buchholz	278 123	24 6	363 144
Kl. Buchholz—Sehnde	13	1	17
Sehnde—Unterrieden	125	17	185
Unterrieden—Bamberg s. I. A. c.	273	52	455
	551	76	818
e) Richtung: Hoyaer Kanal über Armsen nach Hannover, Leinekanal, kanalisierte Werra, Werra-Main-Kanal.			
Hamburg (Peute)—Seevemündung	13	—	13
Seevemündung—Armsen—Hannover (Vahrenwald)	324 168	24 6	409 189
Hannover (Vahrenwald)—Sehnde	18	1	22
Leinekanal (Sehnde—Unterrieden)	125	17	185
Unterrieden—Bamberg s. I. A. c.	273	52	455
	597	76	864

B. Unter Berücksichtigung des Werra-Main-Kanals nach Meyer-Hameln verkürzen sich die Entfernungen

	Strecken-km	Staustufen	Betriebs-km
Münden—Bamberg auf	275	18	338
Unterrieden—Bamberg auf	255	16	311
und damit die Gesamtentfernungen unter			
I. A. a. auf	775	25	863
I. A. b. auf	756	32	869
I. A. c. auf	588	37	718
I. A. d. auf	533	40	674
I. A. e. auf	579	40	720

C. Unter Berücksichtigung des Werra-Fulda-Main-Kanals nach Rehder:

	Strecken-km	Stau-stufen	Betriebs-km
a) Richtung: Nord-Süd-Kanal (Rehder), Mittellandkanal, Leinekanal, kanalisierte Werra, Werra-Fulda-Main-Kanal nach Gemünden, Werntalkanal, kanalisierter Main bis Bamberg.			
Hamburg (Peute) — Unterriedens. I. A. c.	333	21	407
Unterrieden—Dankmarshausen (Werra)	93	17	153
Dankmarshausen — Bellings	102	16	158
Bellings — Gemünden	329 35	49 6	501 56
Gemünden — Wernfeld	4	—	4
Wernfeld — Arnstein — Bamberg	95	10	130
	662	70	908
b) Richtung: Nord-Süd-Kanal (Franzius), Leinekanal, kanalisierte Werra, Werra-Fulda-Main-Kanal nach Gemünden, Werntalkanal, kanalisierter Main.			
Hamburg (Peute) — Unterriedens. I. A. d.	278	24	363
Unterrieden — Bamberg s. I. C. a.	329	49	501
	607	73	864
c) Richtung: Hoyaer Kanal über Armsen nach Hannover, Leinekanal, kanalisierte Werra, Werra-Fulda-Main-Kanal nach Gemünden, Werntalkanal, kanalisierter Main.			
Hamburg (Peute) — Unterrieden s. I. A. e.	324	24	409
Unterrieden — Bamberg s. I. C. a.	329	49	501
	653	73	910

II. Bremen — Bamberg.

A. Unter Berücksichtigung des Werra-Main-Kanals nach Contag:

	Strecken-km	Stau-stufen	Betriebs-km
a) Richtung: Weser aufwärts bis Münden, kanalisierte Werra und Werra-Main-Kanal.			
Bremen (Kaiserbrücke) — Münden (nach I. A. a. 377 — 10 km)	367	3	378
Münden — Bamberg s. I. A. a.	293	58	496
	660	61	874
b) Richtung: Bramscher Kanal, Mittellandkanal, Weser aufwärts, kanalisierte Werra und Werra-Main-Kanal.			
Bremen (Hafen II) — Hasenbüren	5	—	5
Hasenbüren — Barenaue	363 92	10 8	399 120
Barenaue — Minden	60	1	64
Minden — Münden	206	1	210
Münden — Bamberg s. I. A. a.	293	58	496
	656	68	895
c) Richtung: Hoyaer Kanal (Dreye-Hoya-Armsen-Hannover), Mittellandkanal, Leinekanal, kanalisierte Werra, Werra-Main-Kanal.			
Bremen (Kaiserbrücke) — Dreye	11	1	15
Dreye — Hoya	29	4	43
Hoya — Armsen	286 25	25 —	375 25
Armsen — Hannover (Vahrenwald)	78	2	85
Hannover (Vahrenwald) — Sehnde	18	1	22
Leinekanal (Sehnde — Unterrieden)	125	17	185
Unterrieden — Bamberg s. I. A. c.	273	52	455
	559	77	830

B. Unter Berücksichtigung des Werra-Main-Kanals nach Meyer-Hameln verkürzen sich die Entfernungen unter

	Strecken-km	Stau-stufen	Betriebs-km
II. A. a. auf	642	21	716
II. A. b. auf	638	28	736
II. A. c. auf	541	41	686
Für Bremen scheiden sowohl der Nord-Süd-Kanal nach Rehder wie nach Franzius aus.			

C. Unter Berücksichtigung des Werra-Fulda-Main-Kanals nach Rehder.

	Strecken-km	Stau-stufen	Betriebs-km
a) Richtung: Hoyaer Kanal (Dreye — Hoya — Armsen — Hannover), Mittellandkanal, kanalisierte Werra, Werra-Fulda-Main-Kanal nach Gemünden, Werntalkanal, kanalisierter Main.			
Bremen (Kaiserbrücke) — Unterrieden wie unter II. A. c.	286	25	375
Unterrieden — Dankmarshausen — Bellings — Gemünden — Wernfeld — Arnstein — Bamberg wie unter I. C. a.	329	49	501
	615	74	876

III. Hamburg — Frankfurt am Main.

A. Unter Berücksichtigung des Werra-Main-Kanals nach Contag:

	Strecken-km	Stau-stufen	Betriebs-km
a) Richtung: Stader Kanal, Weser, Werra, Werra-Main-Kanal, Main abwärts nach Frankfurt (mit Werntalkanal).			
Hamburg (Waltershof) — Moorburg — Osterort — Münden s. I. A. a.	500	7	525
Münden — Bamberg s. I. A. a.	293	58	496
Bamberg — Frankfurt	276	26	368
	1069	91	1389
b) Richtung: Stader Kanal, Bramscher Kanal, Mittellandkanal bis Minden, Weser, Werra, Werra-Main-Kanal, Main abwärts nach Frankfurt (Werntalkanal).			
Hamburg (Waltershof) — Münden s. I. A. b.	481	14	531
Münden — Bamberg s. I. A. a.	293	58	496
Bamberg — Frankfurt	276	26	368
	1050	98	1395
c) Richtung: Nord-Süd-Kanal (Rehder), Mittellandkanal, Leinekanal, Werra, Werra-Main-Kanal, Main abwärts (wie vor).			
Hamburg (Peute) — Hoopte — Allerbüttel — Sehnde — Unterrieden s. I. A. c.	333	21	407
Unterrieden — Bamberg s. I. A. c.	273	52	455
Bamberg — Frankfurt	276	26	368
	882	99	1230

	Strecken-km	Stau-stufen	Betriebs-km
d) Richtung: Nord-Süd-Kanal (Franzius), Mittellandkanal, Leinekanal, Werra, Werra-Main-Kanal, Main abwärts (wie vor).			
Hamburg (Peute)—Fliegenberg—Hannover—Sehnde—Unterrieden s.I.A.d.	278	24	363
Unterrieden—Bamberg s. I. A. c. . .	273	52	455
Bamberg—Frankfurt	276	26	368
	827	102	1186
e) Richtung: Hoyaer Kanal, Leinekanal, Werra, Werra-Main-Kanal, Main abwärts nach Frankfurt (wie vor).			
Hamburg (Peute)—Armsen—Hannover—Sehnde—Unterrieden s. I. A. e.	324	24	409
Unterrieden—Bamberg s. I. A. c. . .	273	52	455
Bamberg—Frankfurt	276	26	368
	873	102	1232

B. Unter Berücksichtigung des Werra-Main-Kanals nach Meyer-Hameln verkürzen sich die vorgenannten Längen unter

	Strecken-km	Stau-stufen	Betriebs-km
III. A. a. auf	1051	51	1231
III. A. b. auf	1032	58	1237
III. A. c. auf	864	63	1086
III. A. d. auf	809	66	1042
III. A. e. auf	855	66	1088

C. Unter Berücksichtigung des Werra-Fulda-Main-Kanals von Rehder:

	Strecken-km	Stau-stufen	Betriebs-km
a) Richtung: Stader Kanal, Weser, Werra, Werra-Fulda-Main-Kanal			
Hamburg (Waltershof)—Moorburg—Osterort—Münden s. I. A. a. . . .	500	7	525
Münden—Unterrieden	20	6	41
Unterrieden—Dankmarshausen . . .	93	17	153
Dankmarshausen—Hanau	271 155	45 25	430 243
Hanau—Frankfurt	23	3	34
	791	58	996
b) Richtung: Stader Kanal, Bramscher Kanal, Mittellandkanal bis Minden, Weser, Werra, Werra-Fulda-Main-Kanal.			
Hamburg (Waltershof)—Münden s. I. A. b.	481	14	531
Münden—Unterrieden s. III. C. a. .	20	6	41
Unterrieden—Frankfurt s. III. C. a. .	271	45	430
	772	65	1002
c) Richtung: Nord-Süd-Kanal (Rehder), Mittellandkanal, Leinekanal, Werra, Werra-Fulda-Main-Kanal.			
Hamburg — Allerbüttel — Sehnde — Unterrieden s. I. A. c.	333	21	407
Unterrieden—Hanau—Frankfurt s. III. C. a.	271	45	430
	604	66	837
d) Richtung: Nord-Süd-Kanal (Franzius), Mittellandkanal, Leine-Kanal, Werra, Werra-Fulda-Main-Kanal.			
Hamburg — Fliegenberg — Kl. Buchholz—Sehnde—Unterrieden s.I.A.d.	278	24	363
Unterrieden—Hanau—Frankfurt s. III. C. a.	271	45	430
	549	69	793

	Strecken-km	Stau-stufen	Betriebs-km
e) Richtung: Hoyaer Kanal, Leinekanal, Werra, Werra-Fulda-Main-Kanal.			
Hamburg—Armsen—Hannover—Sehnde—Unterrieden s. I. A. e. .	324	24	409
Unterrieden—Hanau—Frankfurt s. III. C. a.	271	45	430
	595	69	839

IV. Bremen—Frankfurt a. M.

	Strecken-km	Stau-stufen	Betriebs-km
a) Richtung: Weser, Werra, Werra-Fulda-Main-Kanal.			
Bremen (Kaiserbrücke)—Münden s. II. A. a.	367	3	378
Münden—Unterrieden	20	6	41
Unterrieden—Hanau—Frankfurt s. III. C. a.	271	45	430
	658	54	849
b) Richtung: Bramscher Kanal, Mittellandkanal, Weser, Werra, Werra-Fulda-Main-Kanal.			
Bremen (Hafen II)—Hasenbüren—Barenaue—Minden—Münden s. II. A. b.	363	10	399
Münden—Unterrieden	20	6	41
Unterrieden—Hanau—Frankfurt s. III. C. a.	271	45	430
	654	61	870
c) Richtung: Hoyaer Kanal (Hoya—Armsen—(Hannover), Mittellandkanal, Leinekanal, Werra, Werra-Fulda-Main-Kanal.			
Bremen (Kaiserbrücke)—Hannover—Sehnde—Unterrieden s. II. A. c. .	286	25	375
Unterrieden—Hanau—Frankfurt s. III. C. a.	271	45	430
	557	70	805

Betrachten wir an Hand dieser Zusammenstellungen die Streckenlängen der einzelnen Linien, so ergibt sich

I. in Richtung Hamburg—Bamberg,

daß unter Benutzung der kanalisierten Werra und des Werra-Main-Kanals von Contag der Weg über den Stader Kanal und die Weser aufwärts mit 793 km der längste, der Weg über den Nord-Süd-Kanal von Franzius mit 551 Streckenkm der kürzeste ist. Der Vorsprung des letzteren beträgt nicht weniger als 242 Streckenkm. An zweiter Stelle steht der Weg über den Hoyaer Kanal, der mit 597 km nur 46 Streckenkm länger ist als derjenige über den Nord-Süd-Kanal von Franzius. Ähnlich liegen die Verhältnisse bei Benutzung des Werra-Main-Kanals von Meyer-Hameln, der nur eine Abkürzung von 18 km gegenüber Contag aufweist. Die gleiche Abkürzung von 18 Streckenkm besteht aber auch beim Nord-Süd-Kanal von Franzius und dem Hoyaer Kanal, so daß zwischen diesen beiden der Unterschied der gleiche bleibt (242 Streckenkilometer). Der Weg über den Nord-Süd-Kanal von Rehder ist in beiden Fällen 9 km länger als über den Hoyaer Kanal und kann daher wegen dieses geringen Unterschiedes als gleichwertig angesehen werden. Ziehen wir den Werra-Fulda-Main-Kanal in Betracht, so bringt er zwar für den Nord-Süd-Kanal von Franzius eine Mehrlänge von 74 Streckenkm, aber immer noch eine Verkürzung gegenüber dem Weg über die Weser und den Werra-Main-Kanal von Meyer-Hameln von 775 – 607 = 168 Streckenkm. Für den Hoyaer Kanal bleibt der Unterschied

von 46 Streckenkm bestehen, so daß sich bei ihm eine Ersparnis von 775 − 653 = 122 Streckenkm ergibt.

II. In Richtung Bremen—Bamberg

kommt, wie bereits erwähnt, der Nord-Süd-Kanal von Rehder und Franzius nicht in Frage und es bleibt zum Vergleich mit den Linien über die Weser und den Bramscher Kanal nur der Hoyaer Kanal. Dieser bringt gegenüber der Linie von Contag eine Verkürzung von 660 − 559 = 101 und gegenüber der Linie von Meyer-Hameln, von 642 − 541 = 101 Streckenkm. Auch bei Benutzung des Werra-Main-Kanals wird noch eine Verkürzung von 45 bzw. 27 Streckenkm erzielt; er weist also für Bremen die kürzeste Streckenlänge von allen auf.

III. Für die Richtung Hamburg—Frankfurt

sind unter A und B die Entfernungen über Bamberg, von hier den Main abwärts unter Zugrundelegung der jetzt zur Ausführung bestimmten Kanalisierung einschließlich des Werntalkanals in die Zusammenstellung aufgenommen, um zu zeigen, welche gewaltigen Umwege für die Verbindung mit dem bedeutenden Verkehrspunkt Frankfurt auf diese Weise entstehen und welche Abkürzungen bei Benutzung des Werra-Fulda-Main-Kanals zu erwarten sind. Auch hier steht wieder der Weg über den Nord-Süd-Kanal von Franzius mit einer Abkürzung von 791 − 549 = 242 Streckenkm gegenüber dem Weg über die Weser an erster Stelle und ihm folgt, auch wieder im Abstande von 46 Streckenkm, der Hoyaer Kanal.

Bedenkt man, daß die Entfernung von Frankfurt nach Rotterdam 530 km beträgt, so ergibt sich, daß die Entfernung von Frankfurt nach Hamburg über die Linie von Franzius und den Werra-Fulda-Main-Kanal, was die reine Streckenlänge betrifft, nur 19 km größer ist. Als denjenigen Punkt, der gleich weit von Rotterdam und Hamburg entfernt ist, wird man etwa Hanau bezeichnen können.

IV. In Richtung Bremen—Frankfurt

ergibt sich die Entfernung über die Weser zu 658, über den Bramscher Kanal zu 654 und über den Hoyaer Kanal zu 552 Streckenkm. Der letztere stellt demnach auch hier die kürzeste Verbindung her mit einer Ersparnis von 106 bzw. 102 Streckenkm. Da die Entfernung von Frankfurt nach Rotterdam 530 km ausmacht, beträgt die reine Wegelänge nach Bremen nur 22 km mehr.

Zieht man in Berücksichtigung, daß im Norden der Bramsche-Stader Kanal nur nach einer Richtung, nach Südwesten, der Nord-Süd-Kanal von Franzius und Rehder nur nach der andern Richtung, nach Süden, das Hinterland der Seehäfen aufschließen, daß die beiden letzteren daher für Bremen keinerlei Vorteile bringen, daß dagegen der Hoyaer Kanal infolge seiner Gabelung nach beiden Richtungen wirkt und den Hansestädten die günstigsten Anschlüsse an den Mittellandkanal schafft, daß ferner im Süden der Werra-Main-Kanal zwar die kürzeste Verbindung mit dem östlichen schiffbaren Ende des Mains und dem Main-Donau-Kanal herstellt, den westlichen Teil Süddeutschlands aber vollkommen vernachlässigt, daß dagegen der Werra-Fulda-Main-Kanal infolge seiner Gabelung das gesamte Maingebiet an zwei Punkten in Gemünden und Hanau erfaßt, so wird man den Weg über den Hoyaer Kanal, den Leinekanal und den Werra-Fulda-Main-Kanal als diejenige Verbindung zwischen den Seestädten und Süddeutschland bezeichnen müssen, die von allen möglichen Verbindungen die größte Gesamtwirkung verspricht.

Ein wesentlich anderes Bild ergibt sich bei Betrachtung der Betriebslängen, bei denen die Anzahl der bei den verschiedenen Linien gewählten Staustufen zum Ausdruck kommt. Hier zeigt sich, von wie verschiedenen Gesichtspunkten die verschiedenen Entwurfsbearbeiter ausgegangen sind und wie durch diese Wahl die Betriebslänge ihrer Linie beeinflußt worden ist. So beträgt z. B. die Anzahl der Schleusen von Hamburg bis Bamberg auf dem Wege über den Stader Kanal, die Weser, die kanalisierte Werra und den Werra-Main-Kanal von Contag (s. I A a) nicht weniger als 65, während sie für dieselbe Richtung unter Benutzung des Entwurfs von Meyer-Hameln auf 25 sinkt. Welche Ersparnisse in diesem Punkte erzielt werden können, zeigt der Werra-Main-Kanal, der nach dem ersten Entwurf von Contag 25 Schleusen und 8 Hebewerke aufwies, nach dem zweiten, dem sogenannten Tunnelentwurf, bei einer Senkung der Scheitelhaltung von + 358 auf + 310 m, also um 48 m, nur noch 12 Staustufen besitzt. Nach diesem Beispiel wird man ohne weiteres annehmen können, daß bei einer Neubearbeitung der Werrakanalisierung von Münden bis Wernshausen auch die von Contag vorgesehene Zahl von 46 Schleusen sich wesentlich verringern läßt. Ein Gleiches gilt von der von Rehder geplanten Kanalisierung der Werra von Unterrieden bis Dankmarshausen und dem Werra-Fulda-Main-Kanal. Nachdem neuerdings bei den Flußkanalisierungen die Walzenwehre Verwendung gefunden haben, ist es möglich geworden, größere Stauhöhen anzuordnen und dadurch an Staustufen zu sparen. Was in dieser Hinsicht erreicht werden kann, zeigt wiederum der Entwurf von Meyer (Hameln), der für dieselbe Linie eine wesentlich geringere Anzahl von Staustufen angeordnet hat als Contag. Ob er nicht vielleicht zu weit gegangen ist, ist eine Frage für sich, die hier nicht weiter erörtert werden soll. Auch der neueste Entwurf der Fuldakanalisierung von Münden bis Kassel ist hier zu nennen, der statt der jetzt vorhandenen 6 Schleusen deren nur 2 vorsieht.

Durch die Aufnahme des Werntalkanals in den Gesamtplan der bayrischen Wasserstraßen hat der Rehdersche Werra-Fulda-Main-Kanal, wie schon oben erwähnt, für die Verbindung zwischen Norddeutschland und Süddeutschland eine erhöhte Bedeutung erlangt. Bayern strebte bisher diese Verbindung durch den Werra-Main-Kanal an und hat daher für die Verbindung zwischen Main und Donau die Linie Bamberg—Nürnberg—Kelheim gewählt. Auf diese Weise erhält aber der Main nur an seinem östlichen schiffbaren Ende Anschluß an den Norden und von Bayern wird nur der östliche Teil angeschlossen. Der Verkehr von dem wichtigen Punkte Würzburg nach Norden muß sogar, da die Mainstrecke aufwärts bis Haßfurt nicht ausgebaut werden soll, erst 35 km abwärts und dann durch den Werntalkanal und den Main aufwärts bis Bamberg seinen Weg nehmen, während er bereits in Gemünden Anschluß an den Werra-Fulda-Main-Kanal finden kann. Durch diesen letzteren Kanal mit seiner Gabelung nach Hanau und Gemünden erhält Süddeutschland eine doppelte Verbindung mit dem Norden, einmal nach Osten und, was ganz besonders ins Gewicht fällt, in westlicher Richtung nach Frankfurt. Der hierbei in Kauf zu nehmende Umweg ergibt sich infolge der Abkürzung des Werntalkanals nach Bamberg gegenüber der Linie von Contag nur zu 56 und gegenüber derjenigen von Meyer-Hameln zu 74 Streckenkm. Es stehen gegenüber die Strecken:

Unterrieden—Dankmarshausen—Bellings—Gemünden—Werntalkanal—Bamberg	329 Str.-km	49 Schleus.	501 Betr.-km
Unterrieden—Werra-Main-Kanal—Bamberg nach Contag	273 „	52 „	455 „
Unterrieden—Bamberg nach Meyer-Hameln	255 „	12 „	297 „

Die Betriebslänge stellt sich nach Contag nur um 46, nach Meyer-Hameln aber um 204 Betriebskm niedriger. Es muß aber auch hier wieder betont werden, daß bei einer Umarbeitung sowohl des Contagschen wie des Rehderschen Planes sich die Zahl der Staustufen und damit die Betriebslängen wesentlich vermindern lassen.

Die wichtige Frage der Verbindung zwischen Nord- und Süddeutschland kann nicht allein vom bayrischen Standpunkt aus, sondern muß von dem gesamtdeutschen Standpunkte aus beurteilt und gelöst werden, und zwar um so mehr, als jetzt die sämtlichen Wasserstraßen auf das Reich übergegangen

sind: Von diesem Gesichtspunkte aus ist der Anschluß von Frankfurt von der allergrößten Bedeutung. Wenn dieser Vorteil auf der einen Seite durch einen so geringen Nachteil auf der anderen Seite erkauft werden kann, so ist eine solche Lösung der ernstesten Beachtung wert. Es wird auch noch zu prüfen sein, ob es für Bayern nicht richtiger ist, den Main über Würzburg hinaus bis Kitzingen zu kanalisieren und von hier den Main-Donau-Kanal über Erlangen nach Nürnberg zu führen. Diese in dem beigefügten Lageplan gestrichelte Abkürzungslinie ist bereits früher von dem bayrischen Kanalverein in Anregung gebracht und im Auftrage der bayrischen Regierung bearbeitet worden. Die von dem Main-Donau-Stromverband herausgegebene Denkschrift: „Der Großschiffahrtsweg vom Main zur Donau und seine zweckmäßigste Linienführung" bearbeitet von Dr. Kölle, sagt darüber Seite 21: „Bei der Linie Kitzingen—Iphofen—Nürnberg ist zwar das Gelände für die Kanalführung an sich recht günstig, allein der Aufstieg vom Main bei Kitzingen (mit 13 Schleusen in durchschnittlich 1 km Entfernung) ist in seiner Entwicklungsmöglichkeit so zusammengedrängt, daß sich eine Verbesserung in der Schleusenanordnung nicht erreichen läßt, ja daß, selbst bei Anwendung von Hebewerken, für den Schiffahrtsbetrieb keine befriedigende Lösung zu erwarten ist. Die Kommission schied daher diesen Aufstieg alsbald aus." Diese Beurteilung findet die Strecke Kitzingen—Erlangen als Teilstück des Donau-Main-Kanals in Richtung Wertheim—Mergentheim—Erlangen—Nürnberg; in Verbindung mit dem Werra-Fulda-Main-Kanal und als Glied der großen Nord-Süd-Verbindung erhält sie aber eine ganz andere erhöhte Wichtigkeit und wird demnach auch anders zu beurteilen sein.

Es muß auch in Erwägung gezogen werden, den Leinekanal von Göttingen nicht nach Süden zur Werra bei Unterrieden, sondern nach Südwesten über Dransfeld zur Weser unterhalb Münden zu leiten und von hier die Fulda aufwärts über Kassel bis zum Zusammentreffen mit dem Werra-Fulda-Main-Kanal bei Weiterode südlich Bebra zu benutzen. Da der Umbau der kanalisierten Fulda von München bis Kassel, wie oben erwähnt, bereits geplant ist, so kommt demnach nur noch die Strecke von Kassel bis Weiterode in Betracht. Diese Linienführung hat den großen Vorteil, daß Kassel an die durchgehende Nord-Süd-Linie angeschlossen wird. Die Länge von Göttingen über Münden, Kassel nach Weiterode fällt sogar etwa 10 km kürzer aus als über Unterrieden und Dankmarshausen nach Weiterode. Der Übergang von Göttingen nach Münden bietet aber erheblich größere Schwierigkeiten, besonders durch das Zusammendrängen der Staustufen beim Auf- und Abstieg, und erfordert eine höhere Scheitelhaltung (etwa in + 235 m). Durch die höhere Lage der Scheitelhaltung und die tiefere Lage des Wesertales bei Münden wird hier der zu überwindende Höhenunterschied noch um etwa 50 m größer. Dieser Nachteil wird aber aufgewogen dadurch, daß die Wasserscheide zwischen Dankmarshausen und Weiterode in Fortfall kommt.

Der von anderer Seite gemachte Vorschlag[9]), die Fulda von ihrer Mündung bis Bebra zu benutzen, und von hier über Hönebach nach dem Werratal durchzubrechen, also den umgekehrten Weg zwischen Fulda und Werra zu nehmen wie Rehder, und von Dankmarshausen aufwärts die Werra und den Werra-Main-Kanal zu wählen, kann keine Beachtung finden angesichts der Wichtigkeit der Fuldalinie für den Anschluß Süddeutschlands. Erweist sich der Weg von Göttingen über Dransfeld nach Münden als gangbar und ist man im Fuldatal erst bis Bebra gegangen, so ist es das Natürliche, den Rehderschen Weg weiter zu verfolgen.

Was die zu überwindenden Höhen betrifft, so liegen die Verhältnisse folgendermaßen: Der Werra-Main-Kanal steigt im Tal der Werra aufwärts bis Untermaßfeld, durchbricht in einer Höhe von 310 m mit einem 9 km langen Tunnel die Wasserscheide zwischen dem Werra- und Maingebiet und fällt im Tal der Milz, sodann der Rodach und Itz und schließlich des Mains nach Bamberg ab. Wir haben es also nur mit einem Aufstieg und einem Abstieg zu tun. Bei der Rehderschen Linie kommen dagegen 4 Wasserscheiden in Betracht. Im Zuge des Leinekanals handelt es sich um die Wasserscheide zwischen dem Leine- und Werragebiet, die in einer Höhe von + 198 m unter Einlegung eines Tunnels von 2 km Länge überwunden wird. Von Dankmarshausen aufwärts ist die Wasserscheide zwischen Werra und Fulda in + 233 m zu überwinden. Der hier vorgesehene Tunnel hat eine Länge von rd. 4 km. In Richtung nach Frankfurt gilt es, die Wasserscheide zwischen der Fulda (Fliede) und Kinzig zu ersteigen, deren Scheitelhaltung in + 272 m liegt und einen Tunnel von 5,4 km aufweist. Schließlich kommt noch für den Zweig nach Gemünden die Wasserscheide zwischen der Kinzig und dem Main in Betracht, deren Scheitelhaltung in + 244 m mit zwei kurzen Tunneln von 3,1 und 2 km Länge geplant ist. Es handelt sich also hier in der Richtung nach Frankfurt um 3, in Richtung nach Gemünden um 4 Auf- und Abstiege. Wird der Weg von Göttingen über Münden und Kassel gewählt, so erhalten wir für Frankfurt und Gemünden je einen Auf- und Abstieg weniger. Die höchste Scheitelhaltung liegt mit 272 m immer noch 38 m tiefer als diejenige der Werralinie mit + 310 m. Die gesamte Länge der Tunnel beträgt 16,5 km im ersteren Falle gegenüber 9 km im zweiten Falle. Die kurzen Tunnel werden für den durchgehenden Verkehr nicht wesentlich größere Betriebserschwerungen zur Folge haben, als der eine lange Tunnel. Von besonderer Wichtigkeit ist die Frage der Speisung. Es bedarf einer eingehenden Untersuchung, ob es möglich sein wird, die Scheitelhaltungen aus Stauseen zu speisen, oder ob das Speisungswasser aufgepumpt werden muß. Der letztere Fall würde naturgemäß die Betriebskosten stark beeinflussen.

Wir haben gesehen, daß der Weg über den Hoyaer Kanal, den Leinekanal und den Werra-Fulda-Main-Kanal zwar, was die Streckenlänge und die Gesamtwirkung betrifft, als günstigste Verbindung zwischen Nord- und Süddeutschland anzusprechen ist, wir haben aber auch weiter gesehen, daß noch die verschiedensten Fragen der eingehenden Prüfung und Klärung bedürfen. Ein abschließendes Urteil ist daher an Hand der vorliegenden Einzelentwürfe, die nach verschiedenen Gesichtspunkten bearbeitet worden sind, zurzeit nicht möglich. Um die Unterlagen dafür zu gewinnen, ist es erforderlich, daß alle bisher vorgeschlagenen Linien einheitlich nach den gleichen technischen und wirtschaftlichen Gesichtspunkten hin unter Zugrundelegung der gleichen Schiffsgrößen (1000-t-Schiffe, oder noch besser 1200-t-Schiffe) neu bearbeitet werden. Diese Bearbeitung darf sich nicht nur auf die Verbindung zwischen der Weser und dem Main beziehen, sondern muß sich auf alle möglichen Linien zwischen dem Main und den Nordseehäfen erstrecken. Nur in diesem Gesamtrahmen kann die richtige Lösung der Frage der Verbindung zwischen Nord- und Süddeutschland gefunden werden.

[9]) Zeitschrift „Das Schiff" vom 25. Febr. 1921, S. 64.

DAMPFTURBINEN-FUNDAMENTE AUS EISENBETON.

Von Dr.-Ing. Paul Müller, Dortmund.

(Fortsetzung von Seite 439.)

Unteraufgabe 2.

Untersuchung der Formänderungen der Stütze infolge der Normalkräfte. Die Art der Verbindung zwischen Stützen und oberen Querriegeln ist für diese Untersuchung von geringer Bedeutung. Es sollen daher nur die Fälle nach Abb. 4 bis 6 betrachtet werden; die seitliche Verbiegung infolge des teilweise exzentrischen Kraftangriffs wird vernachlässigt.

Es bezeichne:

N die auf eine Stütze einwirkende, von der Fliehkraft herrührende Normalkraft $= \frac{P}{6}$.

a) Stützenquerschnitt konstant nach Abb. 4.

Die Längenänderung beträgt:

$$\vartheta_1 = \frac{N\,h}{F_v\,E},$$

worin F_v den Stützenquerschnitt am oberen Ende bedeutet.

b) Stützenquerschnitt veränderlich nach Abb. 5 (a = o).

Allgemein ist hierfür:

$$\vartheta_2 = \frac{N\,h}{E\,(d_1 - d)\,b}\left[\log\text{nat}\left(b\,d + \frac{(d_1 - d)\,b}{h}x\right)\right]_0^h,$$

$$\vartheta_2 = \frac{N\,h}{F_v\,E}\log\text{nat}\,2,$$

sobald wieder $d_1 = 2\,d$ gesetzt wird.

Voraussetzung ist hierbei, daß abweichend von der Stützenform in der Unteraufgabe 1 die V-Linie, d. h. die äußere Begrenzung der Stütze (im Gegensatz zur J-Linie, welche die Veränderlichkeit der Trägheitsmomente angab), geradlinig angenommen wird. Da es sich nur um angenäherte Vergleichszahlen handelt, ist diese Annahme zulässig, zumal die Unteraufgaben 1 und 2 voneinander unabhängig behandelt werden können.

c) Stützenquerschnitt veränderlich nach Abb. 5: $\left(a = \frac{h}{2}\right)$.

Allgemein folgt:

$$\vartheta_3 = \frac{N\,h}{F_v\,E}\cdot\frac{1}{2}\,[1 + \log\text{nat}\,2].$$

d) Stützenquerschnitt veränderlich nach Abb. 6.

Hierfür ist allgemein:

$$\vartheta_4 = \frac{N}{E\,b}\left[\frac{1}{\sqrt{\frac{d_1\,d'}{h^2} - \frac{d'^2}{h^2}}}\arctan\frac{\frac{d'}{h^2}x - \frac{d'}{h}}{\sqrt{\frac{d_1\,d'}{h^2} - \frac{d'^2}{h^2}}}\right]_0^h.$$

Für $d' = d_1 - d = d$ folgt:

$$\vartheta_4 = \frac{N\,h}{F_v\,E}\arctan 1.$$

Der Vergleich zwischen Materialaufwand und zentrischer Längenänderung liefert unter der Voraussetzung gleicher Normalspannungen im oberen Stützenquerschnitt folgende Werte:

a) Stützenquerschnitt konstant nach Abb. 4:

$V = d\,h;\quad \vartheta = 1;\quad \mu' = V\,\vartheta = 1{,}0;$

b) Stützenquerschnitt veränderlich nach Abb. 5 (a = o)

$V = 1{,}5\,d\,h;\quad \vartheta = 0{,}693;\quad \mu' = 1{,}04.$

c) Stützenquerschnitt veränderlich nach Abb. 5 $\left(a = \frac{h}{2}\right)$:

$V = 1{,}25\,d\,h;\quad \vartheta = 0{,}846;\quad \mu' = 1{,}06.$

d) Stützenquerschnitt veränderlich nach Abb. 6:

$V = 1{,}33\,d\,h:\quad \vartheta = 0{,}785;\quad \mu' = 1{,}05,$

wenn $\frac{N\,h}{F_v\,E} = 1$ und $d\,h = 1$ gesetzt werden.

Teilergebnis 2:

Die μ'-Zahlen beweisen, daß für die Normalbelastungen der Stützen die Stützenform mit konstantem Querschnitt bezüglich der achsialen Längenänderung am wirtschaftlichsten ist; die gegenseitigen Abweichungen sind indessen auch für verschieden große Volumina gering, so daß sich eine Vergrößerung des Volumens durchaus empfiehlt; das Produkt $\mu' = \vartheta\,V$ liegt bei den praktisch möglichen Werten von V doch in der Nähe von 1.

Unteraufgabe 2a:

Um über die Größe der Längenänderung der Stützen gegenüber ihren oberen horizontalen Ausweichungen ein ungefähres Bild zu erhalten, will ich die δ- und ϑ-Werte des Freiträgers unter sonst gleichen Verhältnissen einander gegenüberstellen.

Der Wert für δ ist allgemein mit den früheren Bezeichnungen $\delta = \frac{P\,h^3}{E\,J_v}\,\alpha$, worin α den von der Veränderlichkeit des Trägheitsmomentes abhängigen Koeffizienten bedeutet. Desgleichen ist allgemein $\vartheta = \frac{N\,h}{E\,F_v}\,\beta$, worin β ebenfalls die Veränderlichkeit des Trägheitsmomentes kennzeichnet.

Für quadratischen Stützenquerschnitt F_v von der Seitenlänge d und für $d = \frac{1}{5}\,h$ folgt allgemein:

$$\vartheta = \frac{1}{300}\cdot\frac{\beta}{\alpha}\,\delta.$$

Bei konstantem Trägheitsmoment ist $\beta = 1$ und $\alpha = 0{,}333$, so daß

$$\vartheta = \frac{1}{100}\,\delta,$$

und selbst für parabelförmig veränderliches Trägheitsmoment ist angenähert:

$$\vartheta = \frac{1}{300}\cdot\frac{0{,}785}{0{,}092}\,\delta \cong \frac{1}{35}\,\delta.$$

Es folgt somit das

Teilergebnis 2a:

Die achsialen Längenänderungen der Stützen, hervorgerufen durch die Fliehkräfte der Turbine können bei zweckmäßig geformten Stützen gegenüber den seitlichen Ausbiegungen letzterer vernachlässigt werden.

Unteraufgabe 2b:

Außer der zentrischen Längenänderung der Stützen muß die Durchbiegung der Querträger untersucht werden. Ich will folgende drei Fälle prüfen:

a) Der Querträger kann als starr eingespannt betrachtet werden. Da die auf einen Querträger entfallende Fliehkraft $= \frac{P}{3}$ ist, welche wegen des steifen Maschinenrahmens als gleichmäßig verteilte Last angenommen werden kann, folgt als Durchbiegung in Trägermitte

$$\eta_1 = \frac{1}{384}\cdot\frac{1}{3}\cdot\frac{P\,l^3}{E\,J_l} \cong 0{,}000\,87\,\frac{P\,l^3}{E\,J_l},$$

worin J_l das konstante Trägheitsmoment des Querträgers bezeichnet.

b) Der Querträger ist mit den Stützen fest verbunden und letztere sind unten gelenkig gelagert (Zweigelenkrahmen). In diesem Falle folgt für die Durchbiegung der allgemeine Wert:

$$\eta_2 = \frac{P\,l^3}{288\,E\,J_l}\left[\frac{1+3{,}33\,h\,\frac{J_l}{J_v}}{4\,l+2{,}67\,h\,\frac{J_l}{J_v}}\right]$$

Für $l = h$ und $J_l = J_v$ ist

$$\eta = 0{,}002\,26\,\frac{P\,l^3}{E\,J_l}$$

und für $l = h$ und $J_l = 0{,}5\,J_v$ ist

$$\eta = 0{,}0043\,\frac{P\,l^3}{E\,J_l}.$$

c) Der Querträger ist als frei aufgelagerter Träger anzusprechen (System Pokorny & Wittekind, Frankfurt). Alsdann ist allgemein:

$$\eta_3 = 0{,}0043\,\frac{P\,l^3}{E\,J_l}.$$

Der Vergleich zwischen horizontaler Ausweichung der oberen Stützenenden und senkrechter Durchbiegung der Querträger liefert folgendes Bild:

Bezeichnet man allgemein die Querträgerdurchbiegung mit

$$\eta = \gamma\,\frac{P\,l^3}{E\,J_l},$$

so besteht das Verhältnis:

$$\frac{\delta}{\eta} = \frac{\alpha}{\gamma}\cdot\frac{h^3}{l^3}\cdot\frac{J_l}{J_v}.$$

Im ungünstigsten Falle ist etwa

$$J_l = 0{,}5\,J_v;\quad h = 1{,}5\,l \text{ und } \frac{\alpha}{\gamma} = \frac{0{,}011}{0{,}0043} = 2{,}56,$$

so daß $\delta = 4{,}32\,\eta$ wird.

Für den Zweigelenkrahmen mit konstantem J d. h. $J_l = J_v$ und dem Verhältnis $h = 1{,}5\,l$ ist

$$\delta = \eta\,\frac{\alpha}{\gamma}\,1{,}5^3,$$

$$\delta = \frac{0{,}0833}{0{,}002\,26}\,1{,}5^3\,\eta \cong 124{,}0\,\eta.$$

Teilergebnis 2 b:

Die senkrechten Durchbiegungen der Querverbindungen können nicht ohne weiteres vernachlässigt werden. Indessen zeigt das Ergebnis beim Zweigelenkrahmen, daß sie auch sehr kleine Werte gegenüber den horizontalen Ausweichungen der Stützen annehmen können. Eine Untersuchung ist daher von Fall zu Fall erforderlich.

Teilaufgabe 3:

Für die mathematischen Entwicklungen dieses Abschnitts werden folgende Voraussetzungen gemacht:

a) die Zeit, innerhalb deren die horizontale Ausweichung der Stütze unter dem Einfluß der nach dem Sinusgesetz von Null bis P_{max} wachsenden horizontalen Komponente der Fliehkraft P von Null bis δ zunimmt (Formänderungszeit), ist gleich der Zeit, innerhalb deren diese Komponente von Null bis P_{max} wächst.

b) Der Einfluß der einmal eingeleiteten Schwingungen der Stütze auf die absolute Größe der durch P hervorgerufenen Ausweichungen δ wird vernachlässigt.

c) Die Stütze bzw. das gesamte Fundament wird als gewichtlos angenommen; die Gewichte der Maschine werden ebenfalls vernachlässigt.

Diese Voraussetzungen, welche die Rechnung sehr vereinfachen, halte ich für zulässig, weil es mir nicht so sehr auf rein mathematische Ergebnisse, ausgedrückt in starren Formeln, als vielmehr auf die Erkenntnis des allgemeinen Zusammenhanges zwischen den dynamischen Einflüssen der Maschine und den elastischen Eigenschaften des Fundaments, besonders der Schwingungserscheinungen ankommt.

Im übrigen bin ich augenblicklich damit beschäftigt, meine Rechnung durch in kleinem Maßstab sorgfältig ausgeführte Versuche zu prüfen. Ich komme auf die Ergebnisse dieser Prüfung, die die Zulässigkeit obiger drei Annahmen betrifft, noch zurück.

Dreht sich eine Scheibe von der Masse m mit der Winkelgeschwindigkeit ω und der Exzentrizität e gegen die Drehachse, so entsteht bekanntlich die Fliehkraft

$$P = m\,e\,\omega^2,$$

oder, wenn man mit n die Anzahl der Umdrehungen in einer Minute bezeichnet,

$$P = m\,e\left(\frac{2\pi}{60}\right)^2 n^2.$$

Die durch diese Fliehkraft P erzeugte horizontale obere Ausweichung einer Stütze beträgt nach Unteraufgabe 1 allgemein:

$$\delta = \frac{P\,h^3}{E\,J_v}\,\alpha \text{ oder } \delta = m\,e\left(\frac{2\pi}{60}\right)^2 n^2\,\frac{h^3}{E\,J_v}\,\alpha\,^{1}).$$

Die Schwingungszeit T (in sec) der gewichtslos gedachten Stütze ist nun ferner gleich der eines einfachen Kreispendels, dessen Länge gleich der durch die Belastung P erzeugten Durchbiegung δ ist. Natürlich kann diese Beziehung nur angenähert gelten, weil eine Reihe von Umständen der klaren Auffassung eines mathematischen Kreispendels im Wege stehen. Hierher gehören die nicht absolut starre Einspannung im Erdboden, welche zur Folge hat, daß sich ein Teil der Schwingungen durch die Fundamentplatte in letzteren überträgt, die Quer- und Längsverbindungen der Stützen, der Zusammenhang mit den umgebenden Bauteilen usw. Immerhin gibt uns obige Auffassung die Möglichkeit, zu einer gewissen Erkenntnis der Beziehungen zwischen den Schwingungszeiten der Stützen in horizontaler Richtung und den Umlaufszahlen der Maschine zu gelangen. Ich setze demgemäß:

$$T = \pi\sqrt{\frac{\delta}{g}}.$$

Diese Gleichung kann anstelle der genauen

$$T = \pi\sqrt{\frac{\delta}{g}}\left[1+\left(\frac{1}{2}\right)^2\sin^2\frac{\xi}{2}+\left(\frac{1}{2}\cdot\frac{3}{4}\right)^2\sin^4\frac{\xi}{2}+\cdots\right]$$

treten, weil $\xi \leq 8^0$. Hierin bedeutet ξ den halben Zentriwinkel des Kreisbogens (siehe Abb. 10). Die Zeit, welche die Maschine zu einer Umdrehung, gemessen in sec, benötigt, heiße t. Es leuchtet nun ein, daß eine ständige Begünstigung der Schwingungen des Fundamentes eintreten muß, wenn $T = t$ ist, weil in diesem Falle die Kraftimpulse, hervorgerufen durch die Fliehkräfte P, stets zu einer Zeit auftreten, daß sie das Bestreben haben, die einmal vorhandenen Schwingungen des Fundaments zu erhalten (siehe Abb. 11). Selbst wenn die unter a) gemachte Voraussetzung der Gleichheit der Zeitabschnitte welche für das Anwachsen der Durchbiegung von Null bis d bezw. der Zentrifugalkraftkomponente von Null bis P_{max} (P_{min}) nicht zutrifft, wird einmal der Zustand eintreten, daß die Stütze ihren größten Ausschlag

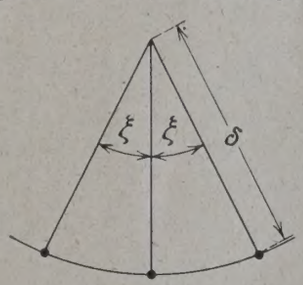


Abb. 10.

[1]) Da die Turbinenwelle nicht mit der O. K. der Stütze zusammenfällt, schreibt man genauer

$$\delta = \frac{P\,h^2}{E\,J_v}(h-p)$$

worin p die Entfernung zwischen O. K. Stütze und Maschinenachse bedeutet.

in demselben Zeitpunkt erreicht hat, in welchem die Kraft P zu ihrem Größtwert angewachsen ist. Sobald dann T = t ist, bleibt dieser Zustand bestehen. Denn auch ohne daß P wirkt, würde die auf diesen Zustand folgende erste Schwingung in der Zeit T erfolgen, während welcher die Kraft P nach Größe und Richtung im gleichen Rhythmus wechselnd diese Bewegung begleitet und somit ständig erhält. Unter den gemachten Voraussetzungen, welche erforderlich sind, um überhaupt mit den zur Verfügung stehenden Mitteln benutzbare übersichtliche Formeln zu erhalten, gilt die Gleichung:

$$\frac{60}{n} = \pi \sqrt{\frac{m}{g} e \left(\frac{2\pi}{60}\right)^2 n^2 \frac{h^3 \alpha}{E J_\nu}},$$

woraus für n der Wert folgt

$$n = Z \sqrt[4]{\frac{E J_\nu}{h^3 m e \alpha}}.$$

Hierin bedeutet:

$$Z = \sqrt{\frac{3600}{2\pi^2 \sqrt{\frac{1}{g}}}} \cong 23{,}9, \quad \left(\text{Dimension: } \sqrt[4]{\frac{m}{sec^2}}\right)$$

wobei alle übrigen Maße in t und m einzusetzen sind. n ergibt sich in Umdrehungen pro Minute. Sobald die normale

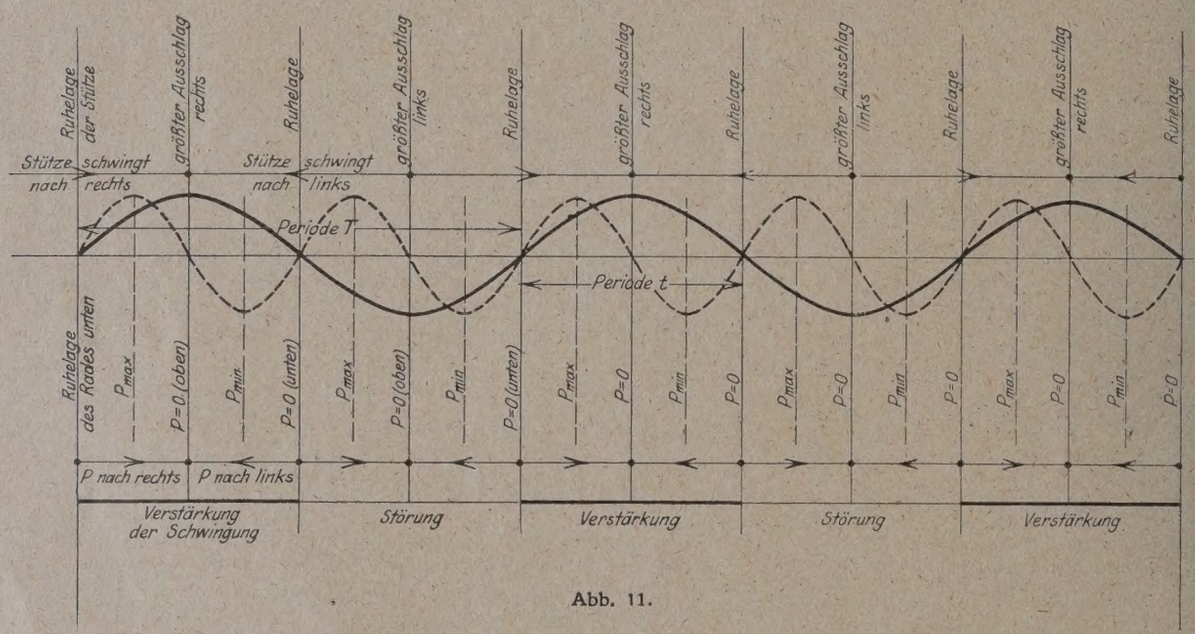


Abb. 11.

Umlaufszahl der Turbine obiger Gleichung entspricht, besteht also angenähert der Zustand, daß die Fliehkräfte stets zur richtigen Zeit wirken, um die einmal eingeleiteten horizontalen Schwingungen der Stützen ständig zu erhalten.

Zahlenbeispiel:

Es sei:

h = 5,0 m,

$m = \frac{3{,}0}{9{,}81} = 0{,}306 \frac{t\,sec^2}{m}$ bei einem Gewicht des Laufrades usw. von 3,0 t,

e = 0,001 m,

E = 3 000 000 t/m²,

$J_\nu = {}^1/_{12} \cdot 0{,}8^4 = 0{,}0341$ m⁴,

α = 0,0556 entsprechend der vollkommenen Einspannung eines Freiträgers mit konstantem Trägheitsmoment.

Alsdann ist:

$$n = 23{,}9 \sqrt[4]{\frac{3\,000\,000 \cdot 0{,}0341}{5{,}0^3 \cdot 0{,}306 \cdot 0{,}001 \cdot 0{,}0556}} \cong 1990 \text{ Umdr./Min.}$$

Die Probe ergibt, daß die Fliehkraft der Maschine:

$$P = 0{,}306 \cdot 0{,}001 \left(\frac{2\pi}{60}\right)^2 \cdot 1990^2 \cong 13{,}28 \text{ t},$$

die horizontale Ausweichung der Stütze:

$$\delta = 0{,}0556 \cdot \frac{13{,}28 \cdot 5{,}0^3}{3\,000\,000 \cdot 0{,}0341} \cong 0{,}000\,902 \text{ m} = 0{,}9 \text{ mm},$$

die Schwingungszeit der Stütze:

$$T = \pi \sqrt{\frac{0{,}000\,902}{9{,}81}} \cong 0{,}0301 \text{ sec}$$

und die Umlaufszeit der Turbine:

$$t = \frac{60}{1990} \cong 0{,}0301 \text{ sec} = T$$

ist. Man erkennt also, daß bei Annahmen, welche der Wirklichkeit durchaus entsprechen, Umlaufszahlen sich ergeben, welche ebenfalls im normalen Turbinenbau gebräuchlich sind. Der Einfluß der Seitensteifigkeit der Stütze ist durch den Wert α gekennzeichnet. Letzterer kann, wie wir unter 1. gesehen haben, etwa zwischen 0,0556 und 0,0153 liegen und noch kleiner werden, wenn beim Steifrahmen die Trägheitsmomente richtig verteilt werden.

Setze ich außer α alle anderen Werte in der Gleichung für n gleich 1, so folgt also einmal für α = 1; n = 1 und für α = 5 entsprechend dem Verhältnis 0,0556 : 0,011

$$n = \sqrt[4]{\frac{1}{5}} \cong 0{,}67.$$

Der Einfluß der praktisch möglichen Seitensteifigkeit der Stütze auf die Umlaufszahlen der Maschine beträgt somit etwa bis zu 33—35 vH. Wesentlich größer ist dagegen der Einfluß einer Vergrößerung der Höhe des oberen Stützenquerschnitts. Vergrößert man die Höhe d z. B. nur um ${}^1/_4$, so wächst das Trägheitsmoment auf den 1,95 fachen Betrag und der Einfluß auf die Umlaufszahl beträgt

$$\sqrt[4]{1{,}95} \cong 1{,}18$$

entsprechend 18 vH oder allgemein: Der Einfluß einer Änderung der Höhe des oberen Stützenquerschnitts auf die Umlaufszahl der Turbine ist gleich der vierten Wurzel aus der dritten Potenz dieser Verhältniszahl gegenüber der ursprünglichen Querschnittshöhe.

Umgekehrt folgt für das Trägheitsmoment des oberen Stützenquerschnitts, für welches der gefährliche Schwingungszustand eintritt, die Gleichung:

$$J_\nu = 0{,}000\,003\,07 \frac{h^3 m e \alpha n^4}{E}.$$

Angenommen, es wäre die Normalumlaufszahl unserer Maschine in obigem Beispiel n = 2800, so folgt für J_ν der Wert

$$J_\nu = 0{,}000\,003\,07 \cdot \frac{5{,}0^3 \cdot 0{,}306 \cdot 0{,}001 \cdot 0{,}0556 \cdot 2800^4}{3\,000\,000} \cong 0{,}133 \text{ m}^4,$$

was bei quadratischem Querschnitt einer Seitenlänge des Querschnittsquadrats von

$$d_1 = \sqrt[4]{12 \cdot 0{,}133} \cong 1{,}125 \text{ m}$$

entspricht.

Falls zur Aufnahme der senkrechten Lasten einschließlich der senkrecht wirkenden Fliehkräfte ein Querschnitt $0{,}8^2 = 0{,}64\ m^2$ genügt, so wird die Schwingungsperiode der Stütze betragen:

$$P = 0{,}306 \cdot 0{,}001 \left(\frac{2\pi}{60}\right)^2 2800^2 \cong 26{,}3\ t;$$

$$\delta = 0{,}0556 \cdot \frac{26{,}3 \cdot 5{,}0^3}{3\,000\,000 \cdot 0{,}0341} \cong 0{,}0018\ m = 1{,}8\ mm$$

$$T = \pi \sqrt{\frac{0{,}0018}{9{,}81}} \cong 0{,}0426\ sec,$$

während die Maschine für eine Umdrehung die Zeit benötigt:

$$t = \frac{60}{2800} \cong 0{,}0214\ sec.$$

Maßgebend für die Beurteilung der zu erwartenden Resonanzerscheinungen der Stützen, d. h. ihrer horizontalen Schwingungen ist also in erster Linie das Verhältnis zwischen

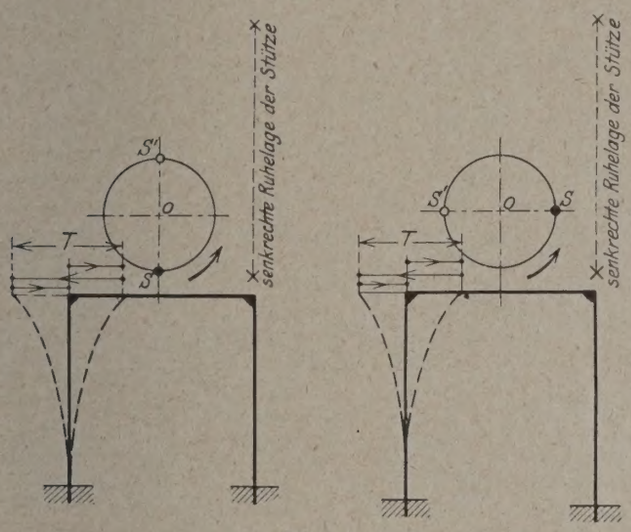


Abb. 12.

der Zeit T, innerhalb deren das obere Stützenende eine volle Schwingung (zwei Durchgänge durch die Senkrechte!) infolge der Horizontalkraft P ausführt, und der Zeit t, welche die Maschine zu einer Umdrehung benötigt.

Je nach diesem Verhältnis von $\frac{T}{t}$ treten innerhalb einer Periode T eine bestimmte Anzahl von Übergängen zwischen Begünstigungs- und Störungszeiten der Stützenschwingungen ein. Erschwerend für diese Beurteilung ist der Umstand, daß die Anzahl dieser „Wechsel" verschieden groß ist, je nachdem innerhalb eines bestimmten Verhältnisses von $\frac{T}{t}$ die Anfangszustände zwischen Stützenschwingungen und Umdrehungen angenommen werden. So ergeben sich z. B. ganz verschiedene Werte zwischen folgenden Anfangszuständen:

1. Anfangszustand 1. Senkrechte Ruhelage der Stütze und Schwerpunktslage des Laufrades senkrecht unterhalb der Drehachse bzw.
2. Anfangszustand 2. Senkrechte Ruhelage der Stütze und Schwerpunktslage des Laufrades in horizontaler Ebene durch die Drehachse.

Eine genaue Untersuchung zeigt, daß die in Abb. 12 dargestellten Aufangszustände folgendes Bild über die Anzahl der auftretenden „Wechsel" ergeben. Bezeichnet man allgemein das Verhältnis von $\frac{T}{t} = \zeta$ und die Anzahl der Wechsel zwischen Begünstigungs- und Störungszeiten innerhalb einer Stützenschwingung T mit Z', so folgt für Z' die Gleichung:

$$Z' = 2\,[\zeta \pm 1].$$

Hierin gilt das + Zeichen für den in Abb. 12 links und das − Zeichen für den in Abb. 12 rechts dargestellten Anfangszustand.

Diese Gleichung ermöglicht es uns, den Einfluß der verschiedenen Werte von ζ auf die Größe der Zahl Z' zu untersuchen.

a) Es sei $\zeta < 1$.

Der Reihe nach ergeben sich folgende Werte für Z':

$\zeta = 0{,}5$:	$Z'_{max} = 3{,}0$	$Z'_{min} = -1{,}0$
$\zeta = 0{,}4$:	2,8	− 1,2
$\zeta = 0{,}3$:	2,6	− 1,4
$\zeta = 0{,}2$:	2,4	− 1,6
$\zeta = 0{,}1$:	2,2	− 1,8

Der Wert Z' kann nicht größer als 4 werden und wird im ungünstigsten Falle für $\zeta = 1$:

$$Z' = 2\,[1 - 1] = 0$$

(Zustand vollkommener Begünstigung!) siehe Abb. 12 rechts!.

b) Es sei $\zeta > 1$.

Hierfür ergeben sich folgende Werte für Z':

$\zeta = 2$:	$Z'_{max} = 6{,}0$	$Z'_{min} = 2{,}0$
$\zeta = 3$:	8,0	4,0
$\zeta = 4$:	10,0	6,0
$\zeta = 5$:	12,0	8,0
$\zeta = 6$:	14,0	10,0

Man erkennt, daß hier der Einfluß von ζ auf Z' bedeutend größer ist. Da nun nach allgemeiner Erfahrung wohl angenommen werden kann, daß bei einem mehr als viermaligen Wechsel innerhalb T das Fundament praktisch in Ruhe bleibt, so muß also ζ mindestens gleich 3 sein.

Diese Überlegung wird durch die Tatsache bekräftigt, daß bei einer Erhöhung der Umdrehungszahl der Maschine ein Fundament, welches bei niedrigerer Tourenzahl erhebliche Resonanzerscheinungen zeigte, zur Ruhe kam. Zahlenmäßig in unserem obigen Beispiel etwa folgendes Bild:

$$n = 3400;\quad J = {}^1/_{12} \cdot 0{,}8^4 \cong 0{,}0341\ m^4;\quad e = 0{,}001\ m,$$

$$P = 0{,}306 \cdot 0{,}001 \left(\frac{2\pi}{60}\right)^2 3400^2 \cong 39{,}0\ t,$$

$$\delta = \frac{0{,}0556 \cdot 39{,}0 \cdot 5{,}0^3}{3\,000\,000 \cdot 0{,}0341} = 0{,}002\,65\ m,$$

$$T = \pi \sqrt{\frac{0{,}002\,65}{9{,}81}} \cong 0{,}0516\ sec,$$

$$t = \frac{60}{3400} \cong 0{,}0176,$$

$$\frac{T}{t} = \frac{0{,}0516}{0{,}0176} \cong 3 = \zeta.$$

Trotz des großen absoluten Wertes von δ, welcher in unserem Beispiel 2,65 mm beträgt, kann das Fundament zur Ruhe kommen, wenn ζ genügend groß wird. Selbstverständlich ist ein derartig großer absoluter Ausschlag δ unzulässig.

Durch die erwähnten Umstände erfährt unsere klare mathematische Vorstellung in Wirklichkeit mancherlei Verschiebung, worauf ich immer wieder hinweise.

Der Einfluß der schwingenden Masse der Stützen auf die Normalspannungen in den Stützen selbst ist verschwindend klein.

Allgemein ist diese Spannung:

$$\sigma_n = \frac{m' g}{f} \cdot \frac{h - 2\Delta}{h},$$

worin m′ die Masse einer Stütze,
f der Querschnitt der Stütze,
σ_n die Normalspannung in diesem Querschnitt
und $\Delta = h\,[1 - \cos\xi]$
ist. Da ξ ein sehr kleiner Winkel ist, folgt:

$$\sigma_n = \frac{m' g}{f},$$

d. h. derselbe Wert, welcher der ruhenden Belastung durch das Eigengewicht der Stütze entspricht.

Teilergebnis 3:

Die Gleichung $n = z\sqrt[4]{\frac{E \cdot J_v}{h^2 (h-p)\, m \cdot e \cdot \alpha}}$ gibt das Mittel, die Schwingungszeiten der Fundamentstützen in der Querschnittsebene mit den Umlaufszeiten der Maschine für die verschiedenen Werte von J_v, e und α zu vergleichen. Niemals soll der aus obiger Gleichung gewonnene Wert n mit der Umlaufszahl n′ übereinstimmen, mit welcher die Maschine dauernd läuft. Nach Möglichkeit ist anzustreben, daß das Verhältnis von $\frac{T}{t} = \zeta > 3$ wird, damit ein möglichst häufiger Wechsel zwischen Störungs- und Begünstigungszeiten während einer Stützenschwingung T eintritt.

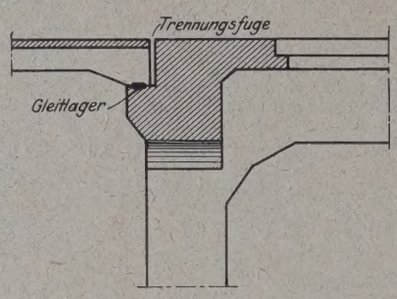


Abb. 13.

Außerdem soll der absolute Wert von δ klein sein, auch wenn der Störungszustand ein günstiger ist.

Unteraufgabe 4:

Von den allgemeinen Vorkehrungen, welche im übrigen bei der Konstruktion von Turbinenfundamenten getroffen werden müssen, sind folgende zu nennen:

Teilergebnis 4:

a) Der Rest der im Fundament stets verbleibenden Schwingungen soll dadurch gedämpft werden, daß die umgebenden Decken beweglich mittels Gleitlagern auf dem Fundament gelagert werden, so daß die in diesen Lagern entstehende horizontale Reibung zur Vernichtung der Schwingungsarbeit mitherangezogen wird. Die Trennungsfuge zwischen Decke und Fundament ist erforderlich, um keine unzulässigen Einflüsse auf die Decken zu übertragen (siehe Abb. 13).

b) Weit ausladende Konstruktionen sind beim Fundament zu vermeiden, weil diese die Schwingungen in senkrechter Ebene erheblich verstärken können.

c) Auch bei kleinem errechneten δ und günstigem n bzw. ζ soll die Gesamtmasse des Fundaments in einem gewissen Verhältnis zur Leistung der Maschine stehen, und zwar soll das Verhältnis

$$\frac{L}{V} \cong 30$$

sein, wobei L die Leistung der Maschine in PS und V den Gesamtinhalt des Fundaments in m³ bedeutet. Der Schwerpunkt der gesamten Masse soll möglichst tief, etwa in $\frac{h'}{3}$ liegen, wobei h′ die Höhe von U.K. bis O.K. Fundament bezeichnet.

d) Die Standsicherheit nach den eingangs näher bezeichneten Gesichtspunkten und die innere Festigkeit müssen gewährleistet sein. Bei dem Nachweis letzterer sind außer den um gewisse Zuschläge vermehrten ruhenden Lasten die dynamischen Einflüsse, wie gezeigt, zu untersuchen. Die Angabe der Größe der möglichen Exzentrizität ist von der Maschinenfabrik zu fordern. Es wird sich zeigen, daß die infolge der dynamischen Wirkungen erforderlichen Abmessungen derart sind, daß zu den ruhenden Lasten ein erheblicher Zuschlag gemacht werden muß, um die zulässigen Beanspruchungen infolge der ruhenden Lasten + Zuschlägen zu erreichen.

Schlußwort:

Die nach obigem Gesichtspunkte durchgebildeten Maschinenunterbauten werden allen an sie gestellten Ansprüchen gerecht werden können. Ich würde es begrüßen, wenn diese Zeilen die Anregung zur weiteren Erforschung dynamischer Einflüsse auf Eisenbetonbauten geben würden.

LITERATURSCHAU.

Gesammelt und geordnet von Regierungsbauführer Dipl.-Ing. C. Lehmann, Dresden.

Baustoffkunde.

697. Einseitige Bevorzugung von Baustoffen. Von Geh. Baurat Dr. Friedrich, Ministerialrat im Wohlfahrtsministerium. Tonind.-Ztg. 1921, Nr. 85, S. 770—771. Erwiderung auf einen Artikel in Tonind.-Ztg. Nr. 69 und Eintreten für Leichtsteine für den Flachbau.

698. Schlagbiegeprobe. Von Prof. Dr.-Ing. Gary, Berlin. Zement 1921, Nr. 27, S. 337—339, 3 Abb. Vorschlag zur Einführung der Schlagbiegeprobe mit dem Pendelhammer anstelle der Normendruckprobe bei Zementmörteln.

Statik und Festigkeitslehre.

699. Bemerkungen zur Frage der Biegung. Von Ing. Meillart, Genf, Schweizer Bauztg. 1921, Bd. 78, Nr. 2, S. 18. Bemerkungen zur Abhandlung des Wirkl. Geh. Oberbaurats a. D. Dr.-Ing. Dr. Zimmermann im Bauing. 1921 Heft 8 und zu den Ausführungen des Rgbmstr. Sonntag über Biegung, Schub und Scherung, Berlin 1919.

700. Schaulinie der Größtmomente eines Zweigelenkrahmens, 16 Zeilen in Génie Civil vom 21. Mai 1921, S. 448: Hinweis auf eine Abhandlung im Februarheft von „Arts et Métiers".

Brückenbau.

a) Allgemeines.

— — — —

b) Hölzerne Brücken.

— — — —

c) Stein- und Betonbrücken.

— — — —

d) Eisenbetonbrücken.

— — — —

e) Eiserne Brücken.

701. Vergleich der Pläne, den Hudson mit Brücke oder mit Tunnel zu durchqueren. ⅓ S. in Génie Civil vom 2. Juli 1921.

Hochbaukonstruktionen und Zementwaren.

702. Dachrinnen aus Betonwerkstücken. Zement 1921, Nr. 28, S. 351, 3 Abb.

703. Bau von Hohlwänden in monolithischer Betonbauweise, System „Concrete Dwelling Ltd." (C. D. L.). 1 S. mit 2 Abb. in Génie Civil vom 2. Juli 1921, S. 18.

Gründungsarbeiten usw.

— — — —

Wasserbau.

Gewässerkunde und Wasserwirtschaft, Wasserrecht, Wasserbewegung.

704. Das Gesetz über den Ausbau der Rhone (zur Ausnutzung der Wasserkräfte). Génie Civil vom 21. Mai 1921, S. 433—438.

705. Konzession zur Ausnützung der Wasserkräfte des französischen Departements Haute Dordogne durch die Orléans-Bahn. Génie Civil vom 9. Juli 1921, S. 29—32. Kohlenersparnis nach Fertigstellung der geplanten Elektrisierung wird auf 1 500 000 t jährlich angegeben.

Flußbau, Seebau, Hafenbau, Kanalbau, Schleusenbau.

706. Entleervorrichtungen an Baggerlöffeln. Von Dipl.-Ing. Erich Simon, Berlin. Der Tiefbau 1921, Nr. 55—57, 6 S., 14 Abb. Beschreibung deutscher und amerikanischer Baggerlöffel.

707. Zur Eisenbahnausrüstung von Häfen. Von Geh. Baurat, Prof. Hirsch, Hafenbaudirektor a. D. Verkehrstechnische Woche 1921, Heft 26, 27, 29, 6 Seiten. Allgemeines, Kaigleise, Kipper, Straßenkreuzungen.

708. Eisenbetonschwimmdock und Betonschiffe im Reihenbau. Von Rgbmstr. Dr.-Ing. Teubert, Minden. Verkehrstechnik 1921, Nr. 20, S. 313—314, 2 Abb. Erstes Eisenbetonschwimmdock der Welt als feste schwimmende Dauerschalform für den Bau von Eisenbetonschiffskörpern bis 1500 t Tragfähigkeit mittels des Torkrettektors. Ausschalen nach 6 Tagen, Bauzeit 1 Monat, Kosten 30 vH, Tragfähigkeit 10 vH niedriger als bei eisernem Schiff mit gleichem Tiefgang und gleicher Völligkeit.

Wehre, Talspeeren, Wildbachverbauungen, Wasserkraftanlagen, Bewässerungen usw.

709. Die wirtschaftlichen Grundlagen des neuzeitlichen Wasserkraftausbaues. Von Oberregierungsrat Krieger. Die Wasserkraft 1921, Nr. 13, S. 139 bis 147.

710. Wasserkraftausnützung in Österreich. Mitt. des hydrogr. Zentralbureaus. Österr. Monatsschrift f. d. öffentl. Baudienst 1921, Heft 7, S. 161—162. Zusammenstellungen über 47 projektierte Wasserkraftanlagen.

711. Das Chippawa-Queenston-Kraftwerk am Niagara. Von Dr.-Ing. Steiner, Solothurn. Schweizer Bauztg. 1921, Bd. 78, ab Nr. 3. Ausführlicher Aufsatz mit vielen Abbildungen über Organisation, Kraftquelle, Ausführungsprojekt, Bauarbeiten, Arbeiterfragen und Löhne.

Erdbau, Tunnelbau und Bergbau.

Vgl. Nr. **701** und **706**.

Straßenbau.

712. Die Staubentwicklung auf den Landstraßen und ihre Bekämpfung. Von Max Drews, Kreisbaumeister. Der Städt. Tiefbau 1921, Heft 13, S. 101—102.

713. Regelung der Benutzung öffentlicher Wege. ¾ Seite in Génie Civil vom 11. Juni 1921, S. 509. Neue französische Ministerialverordnung über „Radlasten", Geschwindigkeiten, Felgenbreiten usw. der Straßenfuhrwerke.

Eisenbahnbau und -betrieb.

714. Die Wechselwirkung zwischen den Berührungskreisen des Räderpaares und des Bogengleises beim Rillenschienenoberbau. Von Ing. Hartmann, Oberinsp. der Städt. Straßenbahnen, Wien. Verkehrstechnik 1921, Heft 19, S. 294/95, 13 Abb.

715. Erhitzung der Radreifen von Eisenbahnfahrzeugen durch dauerndes Bremsen. 34 Zeilen in Génie Civil vom 25. Juni 1921, S. 557. Hinweis auf einen Aufsatz von Zehnder-Sporry im „Bulletin technique de la Suisse romande" vom 30. April 1921 über Beobachtungen auf den Strecken des Berner Oberlandes.

716. Selbsttätige Aufzeichnung der Zuggeschwindigkeiten. ½ Seite in Génie Civil vom 9. Juli 1921, S. 43. Nach einem ausführlichen Bericht im Juniheft des Bulletins de l'association internationale des Chemins de fer.

717. Die Entwicklung der Fahrzeitberechnung der Personen- und Güterzüge. Von Privatdozent Dr.-Ing. Müller, Regierungsbaurat, Berlin. Verkehrstechn. Woche 1921, Heft 26/27, 3 S., 11 Abb.

718. Einflußlinien zur Ermittlung der Ablaufpunkte und Zeit-Wege-Linien der vom Ablaufberg rollenden Wagen. Von Reg.-Rat Dr.-Ing. Müller, Berlin. Zentralbl. der Bauv. 1921, Nr. 57, S. 355—60, 11 Abb.

719. Graphische Rechentafeln für den Eisenbahnbetrieb. Von Reg.-Baurat Dr.-Ing. Müller, Berlin, Ztg. des Vereins Deutscher Eisenbahnverw. 1921, Nr. 28, S. 538—40. Tafeln zur Bestimmung des Wagengewichtes für eine bestimmte Lokomotivgattung bei gegebener Fahrzeit und graphische Bremstafeln.

720. Hilfsmittel für die Aufstellung von Fahrplänen von Eisenbahnzügen. Von Dr.-Ing. Velte, Reg.- u. Baurat, Elberfeld. Verkehrstechn. Woche 1921, Heft 29, S. 238—39. Festlegung der Zeitweglinie ohne Aufzeichnung des Geschwindigkeitschaubildes.

721. Wirtschaftliche Gleisunterhaltung. Von Regbrt. Egert, Neustrelitz. Verkehrstechn. Woche 1921, Heft 29, S. 236. Vorzüge und Nachteile der Unterhaltung nach „Plan" bezw. nach „Befund". Überlegenheit des ersten Verfahrens.

722. Luftschraubenantrieb für Schienenfahrzeuge. Von Dr.-Ing. Hasse, Reg.-Baumstr. a. D. Verkehrtstechn. Woche 1921, Heft 28, S. 227—29, 2 Abb. Erfahrungen mit einem Dreiwagenzug von 224 Sitzplätzen und 100 km Reisegeschwindigkeit.

723. Lokomotivheizung mit Schwerölen. Versuche der Orleansbahn. Génie Civil vom 4. Juni 1921, S. 484. (1 Seite.).

724. Übertragung von Knallkapselsignalen auf sichtbare Führerstandssignale. ½ Seite in Génie Civil vom 11. Juni 1921, S. 510. Nach dem Bulletin de l'Association internationale des Chemins de fer. (April-Nr.)

725. Die Einführung der elektrischen Zugförderung in Österreich. Die Wasserkraft 1921, Nr. 13, S. 147—50.

726. Erhöhung der Sicherheit des Eisenbahnbetriebs. Von Reg.-Baumstr. Parow, Breslau. Organ für die Fortschritte des Eisenbahnwesens 1921, Nr. 13, S. 124/25, 1 Abb. Bemerkungen zu den von Wilcke vorgeschlagenen Signalbildern.

727. Die Wirtschaftlichkeit des Vierwagenklassensystems. Von Dr.-Ing. Heisterbergk, Meißen. Verkehrstechnik 1921, Heft 19, S. 291—94. Zusammenstellungen über die einzelnen Wagenklassen.

728. Zur Rechtsprechung in Haftpflichtsachen. Von Rechtsanw. Dr. Seligsohn. Ztg. d. Vereins Deutscher Eisenbahnverw. 1921, Nr. 27, S. 516—18. Umfang der Haftpflicht der Eisenbahn bei Betriebsunfällen.

729. Reichsgesetzliche Regelung der Straßenbahn- und Kleinbahnverhältnisse. Von J. Siméon, Straßenbahndirektor, Aachen. Verkehrstechnik 1921, Heft 19, S. 296/97. Vorschläge zu einer umfassenden Organisation und zu einem Reichskleinbahngesetz.

730. Die Tätigkeit der französischen Nordbahn im und nach dem Kriege. Génie Civil vom 9. Juli 1921, S. 25—28, 7 Abb. Enthält Angaben über die Betriebsleistungen im Kriege sowie Einzelheiten über die Wiederherstellung zerstörter Brücken und über einen Plan, beim Wiederaufbau von Lille den früheren Kopfbahnhof durch einen Durchgangsbahnhof zu ersetzen.

731. Die Tarifbewegung bei den spanischen Eisenbahngesellschaften. Von Dr.-Ing. Weber, Zürich. Verkehrstechnik 1921. Heft 19, S. 298/99. Forderung einer Tariferhöhung von 50 vH gegenüber dem Vorkriegstarif. Tabelle über Tariferhöhung 1919 gegen 1914 in den Hauptländern Europas.

732. Gliederung des englischen Verkehrsministeriums. Von Geh. Reg.-Rat Wernekke, Zehlendorf. Verkehrstechn. Woche 1921, Heft 29, S. 237. Darstellung der Gliederung und Angaben über die führenden Persönlichkeiten. Betonung der Unterschiede gegen Deutschland.

733. Die amerikanischen Eisenbahnen im Jahre 1920. Von Geh. Reg.-Rat Wernekke, Berlin. Verkehrstechnik 1921, Heft 19, S. 300—02. Rücküberweisung der Eisenbahnen an ihre Eigentümer am 1. März 1921, nachdem ab 28. Dezember 1917 der Staat wegen des Krieges den Betrieb übernommen hatte. Neuregelung der Rechtsverhältnisse durch die Esch-Cummins-Bill.

Vergl. auch Nr. **707**.

Eisenbetonbau.

(Eisenbetonbrücken siehe unter Brückenbau.)

734. Der Rechenstab Rieger für die Berechnung von Eisenbetonbauteilen. Génie Civil v. 2. Juli 1921, S. 6—9, mit 8 Abb. und mehreren Rechenbeispielen.

Vergl. auch Nr. **708**.

Eisenbau.

(Eisenbrücken siehe unter Brückenbau.)

735. Die radiotelegraphische Station von Croix d'Hins bei Bordeaux. Génie Civil vom 18. Juni 1921, Sr. 517—524, 12 Abb. u. 1 Tafel. Enthält: Aufstellung der 250 m hohen Antennentürme und ihre Gründung auf Eisenbetonpfahlbündeln.

736. Eisenbetongründungen der Antennentürme der radiotelegraphischen Station von Croix d'Hins bei Bordeaux. Génie Civil vom 9. Juli 1921, S. 32—35, 7 Abb.

Holzbau.

— — — —

Städtebau und städtischer Tiefbau.

737. Unfallstatistik der Wiener städtischen Straßenbahnen. Von Ing. A. Winter, Wien. Verkehrstechnik 1921, Nr. 20, S. 311—13, 6 Abb. Graphische Darstellung der Zahl, Häufigkeit usw. für die Jahre 1910—20.

738. Gutachten über die Möglichkeit einer biologischen Reinigung der Abwässer der Stadt Elmshorn. Von Dipl.-Ing. Endris, Hamburg. Der städtische Tiefbau 1921, Heft 11/12, 7 Seiten. Tropfverfahren bei Abwässern von Gerbereien und Lederwerken.

Kunst im Ingenieurwesen, Wirtschaftliches, Personalnachrichten, Vereinsnachrichten, Standesvertretung, Sonstiges.

739. Die Lage des deutschen Eisenmarktes im Juni 1921. Stahl und Eisen 1921, Heft 28, S. 977—82.

740. Die Geschäftslage in der Zementindustrie. Baumarkt 1921, Nr. 28, S. 437. Bericht über die fünfte Werkstagung des Deutschen Zementbundes.

741. Die Zusammenschlußbewegung in der deutschen Großindustrie. Von Reg.-Baumstr. Baumann, Weißenfels a. d. Saale. Verkehrstechn. Woche 1921, Heft 26/27, 4 S. Aufzählung und Beschreibung der großen A.-G. und Konzerne.

742. Der Außenhandel der Schweiz und von Frankreich in den Jahren 1919 und 1920. Stahl und Eisen 1921, Heft 28, S. 975. Tabellen über Ein- und Ausfuhr von Bergbau- und Hüttenerzeugnissen.

743. Aus dem Entwurf zum preußischen Staatshaushalt für 1921. Zentralbl. d. Bauv. 1921, Nr. 56, S. 348. Einmalige Ausgaben für Bauten, Bauausführungen u. dgl

744. Verstaatlichung und Sozialisierung von Verkehrsbetrieben. Von Prof. Dr. Hennig, Düsseldorf. Technik und Wirtschaft 1921, Heft 7, S. 393—402. Beispiele von verfehlten Sozialisierungen.

745. Ein Vorschlag zur Wirtschaftlichkeit der Privateisenbahnen. Von R. Alpers, Berlin. Verkehrstechnik 1921, Nr. 20, S. 309—311. Ausgleich zwischen Anlage- und Betriebsvermögen durch Ausübung anderer gewinnbringender Tätigkeit, z B. Lagergeschäfte, Holz- und Kohlenhandel.

746. Der Taylorismus und die moderne volkswirtschaftliche Literatur. Von Dozent Dr. jur. et. Dr. rer. pol. Granichstaedter-Czerva. Taylor-Zeitschrift 1921, Heft 4/5, S. 41.

747. Das Taylor-System in Sowjet-Rußland. Von R. Großmann. Taylor-Zeitschrift 1921, Heft 4/5, S. 33. Verhandlungsplan der Tagung für wissenschaftliche Organisation der Arbeit im Eisenbahnverkehr und Resolution der Konferenz über die wissenschaftliche Organisation der Produktion zu Moskau.

748. Zur Kritik des Taylorsystems. Von Dipl.-Ing. Meyenberg, Berlin. Technik u. Wirtschaft 1921, Heft 7, S. 402—13.

749. Die Rechtsverwirklichung im jetzigen und künftigen Arbeitsrecht. Von Dr. F. Goerrig, Köln-Merheim. Stahl und Eisen 1921, Heft 27, S. 923—26.

750. Die Notwendigkeit künstlerischer Ausbildung des französischen Ingenieurs. ½ Seite in Génie Civil 1921, vom 28. Mai 1921, S. 465. Nach einem Vortrag in der „Société d'encouragement pour l'industrie nationale".

KURZE TECHNISCHE BERICHTE USW.

Pläne für neue Transandino-Eisenbahnen, im besonderen die Linie von Salta über Huaitiquina nach Antofagasta-Mejillones in Chile.

(Siehe auch Bericht vom 11. Oktober 1907.)

Im letzten Jahre haben die Bestrebungen, neue Transandinobahnen zwischen Argentinien und Chile zu schaffen und nicht bei der einzigen vorhandenen Mendoza-Aspallata-Los-Andes-Valparaiso stehen zu bleiben, einen neuen Anlauf genommen, der auf eine tiefer liegende Ursache schließen läßt.

Wenn auch zweifellos die bestehende Linie wirtschaftliche Vorteile für beide Länder erbracht hat, so ist doch der Güterverkehr nicht so entwickelt, daß von einem wirtschaftlichen Erfolg der Bahn an sich gesprochen werden kann, weil kaum die Betriebskosten durch die Einnahmen gedeckt werden. Wohl aber hat sich der Personen- und Postverkehr herausgebildet und nicht nur eine merkliche Annäherung der beiden durch die Bahn verbundenen Länder bewirkt, sondern auch einem Weltverkehrsbedürfnis entsprochen. Der große Trieb für den Bau dieser Linie lag hauptsächlich in der Verbindung der Kerne beider Länder, die je die Hauptbevölkerung und die Hauptstädte einschließen.

Anders liegen die Verhältnisse im Süden und im Norden. Im Süden, wo eine Anzahl Projekte vorliegen, die durch die dort mehr und mehr abnehmenden Paßhöhen der Cordilleren begünstigt werden, würden zunächst die Kohlenfelder von Chile in der Gegend der Häfen Arauce und Lebu anziehend auf einen Bahnbau über das Lonquimaytal wirken, während auf argentinischer Seite die Linie der Südbahn ihr entgegenkommt, die schon bis Zapala vorgetrieben ist. Freilich baute die Südbahn jene Rio-Negro-Talbahn mit damals sehr geringen wirtschaftlichen Aussichten, aber begünstigt von der Regierung aus politisch-stratsgischen Gründen, indem sie der Südbahn langjährige Steuernachlasee für ihre bestehenden Linien zubilligte und den großen Brückenbau über den Neuquenfluß bar mit 1,25 Millionen Pesos Gold bezahlte.

Eine Reihe anderer Möglichkeiten von Cordillerenlinien im Süden möchte ich hier nicht erwähnen, sondern mich auf die obige beschränken, weil sie in letzter Zeit mehrfach in den Vordergrund trat.

Hauptsächlich aber wende ich mich den nördlichen Transandinoprojekten zu, namentlich dem, welches eine Bahn von der Eisenbahnstation Rosario de Lermo in der Provinz Salta nach dem Grenzorte Huaitiquina und die Weiterführung in Chile bis zu den Häfen Antofagasta und Mejillones plant. Die Ausführung der argentinischen Strecke wird der Staat als Bauherr übernehmen, weil sie vom nördlichen einmeterspurigen Staatsbahnnetz ausgeht und diesem einen Ausgang nach Chile und dem Stillen Ozean verschafft. Zeitungs- und anderen Nachrichten zufolge hat der Bau bereits begonnen und haben die ersten Arbeiten große Begeisterung in der Provinz Salta ausgelöst. Der Kongreß hat aber bis jetzt noch kein Geld für den Bahnbau bewilligt und das Legen der ersten Schienen in feierlichem Akt ist daher vielfach als eine nur symbolische Handlung aufgefaßt worden. Es scheint aber, daß die Regierung eine Anzahl Arbeiter — man spricht von 600 bis 900 — für den Bau angeworben hat und Mittel aufbringt, wie es scheint, auch mit dem Zweck, der Beschäftigungslosigkeit im Lande zu steuern. Das Geld für den Beginn des Baues, fünf Millionen Pesos Papier, ist durch Ministerratsbeschluß bewilligt worden, unter Berufung auf das Gesetz Nummer 6757, welches von der Verwaltung der Staatsbahnen handelt und der Verwendung ihrer Einnahmen auf Unterhaltung und Betrieb, einschließlich kleiner Zweigbahnen, wobei in dringenden Fällen auch andere Staatsrenten herangezogen werden können. Überschüsse aber haben die Bahnen bisher nicht gegeben und die Regierung ist wegen der Umgehung des Kongresses für die Geldbewilligung in letzterem und in der Presse angegriffen worden, weil das angeführte Gesetz auf den vorliegenden Fall nicht zuträfe.

Aus dem geschilderten Vorgehen läßt sich erkennen, eine wie große und selbständige Kraftäußerung die Regierung gerade dieser Linie zum Stillen Ozean widmet, während im Lande wichtige begonnene Staatsbahnlinien, sowohl im Süden als auch im Norden, brach liegen. Darunter sind zu nennen die Linie von San Antonio nach San Carlos de Bariloche, woran ein Drittel der Strecke fehlt, und von Formosa nach Embarcacion, woran noch über die Hälfte fehlt u. a. m.

Das Vorgehen der Regierung muß um so mehr auffallen, als die sehr kostspielige Linie über Huaitiquina eine Rente im ersten Jahrzehnt kaum abwerfen dürfte wegen der ähnlichen Gebirgsschwierigkeiten und kaum bessern Vorbedingungen ihrer Wirtschaftlichkeit, wie die rund 1000 km südlich die Anden überquerende Mendozalinie. Von einsichtigen Ingenieuren wurde auch darauf hingewiesen, man könne eine beträchtliche Kostenersparnis im Bau herbeiführen, wenn man nicht von Salta aus durch die Toroschlucht aufstiege, sondern den Aufstieg der schon bestehenden Bahn von Jujuy nach La Quiaca (an der bolivianischen Grenze) bis etwa Abra Tres Cruces im Humahuacatal benutze und so schon eine Höhe von 3723 m erreiche, von wo aus dann die neu zu erbauende Bahnlinie nur die ebene Puña de Atacama (mit Boraxlagern) ungefähr auf dem Breitengrad 23 zu kreuzen habe. Der Aufstieg von Salta aus dagegen muß von einer Meereshöhe

von etwa 1200 m beginnen und eine Paßhöhe von 4900 m erreichen, die durch Anwendung eines Tunnels sich vielleicht um 300 bis 400 m vermindern läßt. Es wird ferner eingewandt, die Humahuacaschlucht sei schon vor dem Bahnbau nach La Quiaca untersucht worden durch eine Kommission, der auch der Unterzeichnete angehörte und ihr sei damals schon vor der weit schwierigeren Toroschlucht der Vorzug gegeben worden und weiter, auch heute beständen noch keine endgültigen Vorarbeiten für die Führung der Saltalinie durch die Toroschlucht und daher wäre eine Ko tenberechnung des Bahnbaues sehr schwierig.

Eine andere Gruppe macht den Einwand, durch die Huaitiquinalinie würde der mit ungeheuren Kosten erbauten La-Quiaca-Linie Transportwettbewerb nach Chile entstehen. Nach der bevorstehenden Vollendung der Linie auf bolivianischem Gebiet von La Quiaca bis zur Station Uyuni an der Antofagastabahn, wo nur noch das im Bau befindliche Stück La Quiaca—Atocha fehle, hätte man schon die gewünschte Verbindung der argentinischen Nordbahnen mit den Häfen des Stillen Ozeans Antofagasta und Mejillones, wenn auch auf einem Umwege erreicht und man könne die neue überaus kostspielige Huaitiquinalinie sowohl, wie auch die nicht so teure Abzweigung von Abra Tres Cruces über die Puña de Atacama vorläufig beiseite lassen.

Alle Einwände technischer und wirtschaftlicher Natur, haben die Regierung nicht von ihrem Vorsatze abbringen können, den Bau der Huaitiquinalinie zu unternehmen.

Außer den allgemeinen wirtschaftlichen Gründen der Versorgung der von der Bahn durchquerten chilenischen Minendistrikte mit argentinischen Landwirtschaftserzeugnissen spielen auch politische hinein. Die Linie wird von chilenischer Seite durch den neuen Präsidenten Alessandri begünstigt, trotzdem die chilenische Landwirtschaft das Unternehmen ungern sieht, aber Chile soll im Norden, wie Bolivien, eine von letzterem unabhängige Verbindung erhalten.

Die Regierungen von Argentinien und Chile wünschen eine Annäherung ihrer Länder durch Handelsverträge und eine solche Annäherungspolitik muß auch die praktischen Mittel schaffen, und das beste Mittel, um die Berührung zu ermöglichen, ist die Vermehrung der die Länder verbindenden direkten Eisenbahnlinien. Diese Bestrebungen zum Zusammenschluß sind die natürliche Folge der Weltlage und im besonderen der Bemühungen Nordamerikas, Einfluß auf den südamerikanischen Kontinent zu gewinnen.

Im übrigen ist das Haitiquinaprojekt nicht neu, Im Jahre 1907 wurde dem Minenbesitzer Emilio A. Carrasca, der dort bedeutende Interessen hat, eine Konzession seitens Argentiniens erteilt, die einen gleichen Weg verfolgte und von der argentinischen Regierung mit 3 Millionen Pesos Gold als Prämie unterstützt wurde. Trotzdem fand sich nicht das erforderliche Kapital dafür und die Konzession Carrasco y Cia verfiel am 27. April 1914. Damals schon hatte die argentinische Regierung erkannt, daß die Bahn an sich kein ertragsfähiges Unternehmen sei, daß man aber zur Erlangung der sonstigen wirtschaftlichen Vorteile, d. i. zur Befriedigung der Bedürfnisse der kaufkräftigen Bergwerksgegenden Chiles durch Zufuhr argentinischer Landeserzeugnisse Opfer bringen müsse. Zudem ist im Norden Paraguay und Bolivien direkt mit Argentinien verbunden, für welche Verbindungen Argentinien große Geldopfer brachte, und es fehlt nur noch die entsprechende Verbindung mit dem Norden Chiles.

Technisch ist über die Huaitiquina-Eisenbahnlinie folgendes zu bemerken: Für diese einmeterspurige Bahn sind schon früher einige Vorarbeiten gemacht, die aber bis jetzt noch sehr zu ergänzen sind. Die früheren Vorarbeiten hatten eine große Anzahl von Tunnelbauwerken vorgesehen, die nunmehr sowohl aus Sparsamkeitsrücksichten als auch zur Abkürzung der Bauzeit zum größten Teil wegfallen sollen. Dafür tritt die Anwendung von Spitzkehren ein und die Führung der Linie im Zickzack anstatt in Serpentinen. Die Weichenstellung soll dabei zur Betriebserleichterung automatisch durch die Lokomotive erfolgen. Die frühern Vorarbeiten nahmen zwei Linienführungen in Betracht, die sich in den Anfangs- und Endstrecken deckten, nämlich von Rosario de Lerma nach Lagunillas und von Arcasoque nach Huaitiquina. Von Rosario bis Lagunillas und Moreno benutzte man bestehende Studien durch die Toroschlucht auf 82 km Länge mit Steigungen von 45 auf tausend, von da aus ging eine Linie über Abra Blanca bis Arcasoque mit Steigungen bis 84 auf tausend und zahlreichen Kunstbauten, darunter ein Tunnel von 1650 m Länge. Die andere Linie ging über Moreno mit größten Steigungen von 25 auf tausend, der man wahrscheinlich folgen wird. Von Arcasoque nach Huaitiquina wird die Linie sehr schwierig, die Steigung müßte stellenweise 55 auf tausend betragen und die Meereshöhe erreicht 4900 m. Die erste Linie über Abra Blanca hatte im ganzen 285 km Länge, die zweite über Moreno 379 km. Die Kosten wurden auf 11 bzw. 14 Mill. Pesos Gold geschätzt, was für das km 38 000 Goldpesos ergibt. Heute dürfte der Bau sich, trotz der Weglassung der Tunnel, wesentlich teurer stellen. Man erkennt aber schon aus diesen Zahlen, daß die von der Regierung bereit gestellten 5 Millionen Papierpesos = 2,2 Mill. Goldpesos nur einen Bruchteil der gesamten Kosten der argentinischen Strecke darstellen.

Von Rosario de Lerma bis zum Stillen Ozean beträgt die Gesamtlänge der Bahn etwa 700 km, von denen 330 auf chilenischem Gebiet liegen. Diese Zahlen machen auf Genauigkeit keinen Anspruch, und es werden darüber tatsächlich abweichende Angaben gemacht.

Mit dem Generaldirektor der argentinischen Staatsbahnen, hatte ich eine Unterredung wegen des Baues der Huaitiquina-Eisenbahn. Er bemerkte, man wolle 1000 Arbeiter bei dem Bahnbau anstellen und sich auf die Ausführung zunächst der Erdarbeiten durch den Staat legen. Hierzu benötige man nach seiner Schätzung 12 Mill. Pesos Papier und über diese verfüge die Regierung schon. Die Kunstbauten, namentlich die dazu gehrigen Lieferungen, würden vergeben und er hoffe sehr auf eine entscheidende Beteiligung Deutschlands dabei. Auf meine Frage nach der Kapitalbeschaffung für solche Ausführungen und Lieferungen meinte der Generaldirektor, es könne vielleicht ein Weg gefunden werden durch Zahlung mittelst Rohstoffen, deren Deutschland bedürftig sei.

Schließlich machte er noch die Bemerkung, es seien zwischen Chile und Argentinien Verhandlungen im Gange, um die auf beiden Seiten der Grenze liegenden Strecken zu einem einheitlichen Bau- und Betriebsganzen zu gestalten.

Man wird nach den Andeutungen des Generaldirektors einen Gesetzentwurf für den Bahnbau in den Kongreß einbringen und man hat dabei schon, wie er ausführte, die Mehrheit der Deputierten für seine Bewilligung gewonnen.

C. Offermann, Geheimer Baurat,
Buenos Aires.

Einfache Ermittlung des Trapezschwerpunktes.

Von Dipl.-Ing. Hermann Craemer, Düsseldorf,
Ingenieur der Fa. Holzmann A.-G.

Die heute meist gelehrte und angewandte Ermittlung des Trapezschwerpunktes ist besonders bei häufiger Wiederholung (Erddrucktrapeze!) recht zeitraubend; ich habe dasselbe in meiner Konstruktionspraxis durch das folgende ersetzt:

Bezeichnet man mit a die kleinere, mit α a die größere Seite, mit h die Höhe und mit β h den Schwerpunktabstand von der größeren Seite, so ist

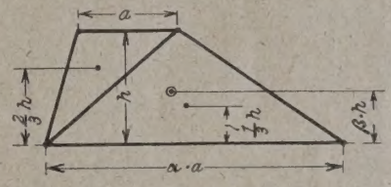
$$\tfrac{1}{2}(a+\alpha a)\,h\cdot\beta h = \tfrac{1}{2}a h\cdot\tfrac{2}{3}h+\tfrac{1}{2}\alpha a h\cdot\tfrac{1}{3}h,$$

oder

$$1/2\,(1+\alpha)\,\beta = 1/3+\alpha\cdot 1/6,$$

also

$$\beta=\frac{2+\alpha}{3\,(1+\alpha)},$$



und zwar

bei α =	1,0	1,1	1,2	1,5	2,0	3,0	5,0	10,0	20,0	∞
wird β =	0,50	0,49	0,48	0,47	0,44	0,42	0,39	0,36	0,35	0,333

Aus dem Seitenverhältnis ergibt sich mit beliebiger Genauigkeit durch 2 Schieberstellungen der Schwerpunktabstand. In vielen Fällen (Erddruck; reduzierte Momentenflächen usw.) genügt diese Angabe vollständig. — Für die Fälle, wo man die Lage des Schwerpunkts in beiden Richtungen zu bestimmen hat (Schwerpunkte von Stützmauerlamellen), ergibt sich dieselbe aus dem Schnitt der Mittellinie mit der Parallelen im Abstand β h. Die Formel für β ist übrigens sehr „unempfindlich", d. h. besitzt geringe Fehlerquellen. Liest man z. B. in einem 100 mm hohen Trapez das Seitenverhältnis mit 2,0 anstatt 2,2 ab, so ergibt sich eine Schwerpunktsverschiebung von nur 0,4 mm.

„Gußzement".

Die Zeitschrift Génie Civil (v. 18. Juni 1921) erwähnt (S. 543) unter dieser Bezeichnung (Ciment fondu) einen Spezialzement französischer Erfindung, der durch die Zementfabrik von Lafarge auf Grund umfangreicher Laboratoriumsversuche mit besonders hohem Tonerdegehalt unter Beimengung von Eisen nach besonderem Verfahren hergestellt wird. Er läßt sich wie gewöhnlicher Portlandzement verwenden, muß insbesondere wie dieser die ersten Tage gegen Austrocknen geschützt werden. Beginn des Abbindens nach zwei, Ende nach 4—5 Stunden.

Er unterscheidet sich von allen anderen Bindemitteln besonders durch seine äußerst schnelle Erhärtung („Mörtelfestigkeit nach 24 Stunden gleich der sonstiger Mörtel nach einem Monat"). Aus Laboratoriumsversuchen wurden für plastisch angemachten Mörtel 1:3 folgende Festigkeiten gefunden (in kg/qcm):

Bruch nach	1	2	3	7	28 Tagen
Zugfestigkeit	29,0	34,0	34,5	35,5	37,6
Druckfestigkeit	352	387	400	451	475

Weiter ist er, wie durch Laboratoriumsversuche seit 1908, an praktischen Ausführungen allerdings erst seit einem Jahre erprobt, hervorragend widerstandsfähig gegen schwefelsäurehaltiges und gegen Meerwasser.

Er ist hauptsächlich anzuwenden für Estriche, Straßenbefestigungen, dringliche Ausbesserungsarbeiten, ferner im Tunnelbau (nach Erfahrungen der Paris-Lyon-Mittelmeer-Bahn besonders bei blähendem Anhydritgebirge, wo alle anderen Mittel versagen), zu Wasserbauten, die in der Zeit zwischen zwei Fluten fertiggestellt werden müssen, sowie im Eisenbetonbau, wo durch sein schnelles Erhärten an Schalung gespart werden kann. R. Fischer.

WIRTSCHAFTLICHE MITTEILUNGEN,
VEREINSNACHRICHTEN USW.

Entschließungen des Vereins deutscher Ingenieure auf der Hauptversammlung in Cassel am 26. Juni.

I. betr. Zukunft des Reichspatentamtes:

Die Einreihung des Reichspatentamtes unter die Reichsmittelbehörden wird die Wirkung haben, daß ausgezeichnete Mitglieder aus dem Amt ausscheiden, daß die Arbeitsfreudigkeit der verbleibenden leidet und die Gewinnung neuer geeigneter Kräfte auf die größten Schwierigkeiten stößt. Der Beginn dieser Entwicklung ist bereits zu beobachten. Der Fortbestand des Reichspatentamtes und seiner für die fortschreitende Entwicklung der deutschen Technik so segensreichen Tätigkeit ist nur möglich, wenn die Leistungen des Amtes auf der alten Höhe bleiben. Es muß daher für einen dauernden Anreiz gesorgt werden, daß vollwertige Kräfte der Technik für das Reichspatentamt gewonnen werden können.

Im Interesse der Technik und der Industrie, somit im Interesse unseres wirtschaftlichen Wiederaufbaues muß daher gefordert werden, daß dem Reichspatentamt der Rang einer oberen Reichsbehörde beigelegt wird. angegliedert als selbständige Abteilung dem Reichswirtschaftsministerium.

II. betr. gewerblichen Rechtschutz:

Der V. d. I. hält die Schaffung eines ständigen Ausschusses beim Reichs-Justizministerium, zu dem Vertreter der am gewerblichen Rechtsschutz interessierten Vereine entsprechend dem Vorschlage des Deutschen Vereines für den Schutz des gewerblichen Eigentums zu ständiger Mitarbeit zu berufen sind, für dringend notwendig im Hinblick auf die bevorstehende Neugestaltung der gewerblichen Rechtsschutzgesetze. Die Entschließung soll dem Herrn Reichs-Justizminister unterbreitet werden.

III. betr. unzulässige amtliche Verwendung des Wortes „Ingenieur" in Dienst- und Amtsbezeichnungen:

In zunehmendem Maße verwenden Behörden des Reiches, der Länder und der Selbstverwaltung die Amtsbezeichnung „Ingenieur" in verschiedenen Wortbildungen für ihre Beamten.

„Ingenieur" ist eine Berufsbezeichnung, ihr kann grundsätzlich nicht der Charakter einer Amtsbezeichnung gegeben werden. Erst recht unzulässig ist aber eine solche Amtsbezeichnung bei Beamtenklassen, deren Angehörigen die Fachwelt nicht einmal die Berechtigung, sich „Ingenieur" zu nennen, zuerkennt.

Der V. d. I. erblickt in der unzulässigen Verwendung des Wortes „Ingenieur" in Dienst- und Amtsbezeichnungen eine Schädigung des Ansehens des Ingenieurstandes und erwartet, daß die Behörden Amtsbezeichnungen wie Marineingenieur und Werksingenieur zurücknehmen und künftig von solchen Verwendungen der Berufsbezeichnung „Ingenieur" absehen.

IV. betr. Dauer der Schulzeit und praktische Berufstätigkeit:

Die 61. Hauptversammlung des Vereins deutscher Ingenieure in Cassel, die sich aus Vertretern deutscher Ingenieure aus allen Landesteilen zusammensetzt, nimmt von den Bestrebungen Kenntnis, die Schulzeit auf den allgemein bildenden Schulen um 1 Jahr — von 12 auf 13 Jahre — zu verlängern. Eine Durchführung dieser Absichten jetzt in einer Zeit schwerster Bedrückung unseres Volkes hält die Versammlung für unmöglich. Abgesehen aber von den wirtschaftlichen Gründen, die hiergegen sprechen, wird mit allem Nachdruck darauf hingewiesen, daß neben der schulmäßigen Ausbildung gerade die frühzeitige Tätigkeit in praktisch schaffenden Berufen sehr viel zur Entwickelung der Chraktereigenschaften beiträgt, die wir in rester Linie zum Wederaufbau unseres Vaterlandes brauchen.

Das kommende Arbeitsnachweisgesetz und die Hochschulberufe.

Bekanntlich beabsichtigt die Regierung, auch die Arbeitsvermittlung für die Hochschulberufe in den Rahmen des Arbeitsnachweisgesetzes einzubeziehen, trotzdem von den interessierten Akademiker-Organisationen allgemein die Bedürfnisfrage verneint wird. Da sich die Herauslassung der Hochschulberufe jedenfalls nicht erreichen lassen wird, gewinnt die Tatsache besondere Bedeutung, daß der endgültige vom Reichskabinett an den Reichswirtschaftsrat geleitete Entwurf gegenüber dem früheren Wortlaut eine Reihe von Abänderungen enthält, die den Wünschen der Akademiker entgegenkommen, wie sie in einer ausführlichen Denkschrift des Bundes angestellter Chemiker und Ingenieure der Regierung vorgelegt worden waren.

Der Benutzungszwang ist gänzlich fallen gelassen; die Meldepflicht fakultativ und auf bestimmte Fälle eingeschränkt, vor allem aber das Fortbestehen nichtgewerbsmäßiger Facharbeitsnachweise, die nach dem früheren Entwurf in die öffentliche Verwaltung übergehen mußten, zugelassen. Davon werden die akademischen Stellennachweise umfassenden Gebrauch machen.

In einer Sitzung der akademischen Verbände am 12. 5. 21 unter dem Vorsitz des Präsidenten des Reichsamts für Arbeitvermittlung hat dieser auf Anregungen des Bundes angestellter Chemiker und Ingenieure hin zugesagt, daß die Regierung sich für eine weitere Abänderung des fraglichen § 47 im Sinn der Vorschläge des Bundes einsetzen werde, um den Bedürfnissen der Akademiker vollauf Rechnung zu tragen, ebenso wie sie eine Ausnahmebestimmung im § 41 befürworten will, die den Nummernzwang für die Hochschulberufe ausschließt. Endlich erklärte sich das Reichsamt noch bereit, vor Erlaß der Ausführungsbestimmungen zum Gesetz bezüglich der Akademikernachweise, einen Sachverständigenausschuß gutachtlich zu hören. Damit dürfte es immerhin möglich sein, die von Akademikerkreisen befürchteten schädlichen Auswirkungen des Arbeitsnachweisgesetzes auf ihren Arbeitsmarkt, der wegen seiner Eigenart nicht in das allgemeine Schema F paßt, im großen undganzen zu vermeiden.

PATENTBERICHT.

Wegen der Vorbemerkung (Erläuterung der nachstehenden Angaben) s. Heft 1 vom 15. Januar 1921, S. 30.

A. Bekanntgemachte Anmeldungen.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 30. Juni 1921.

Kl. 19 a, Gr. 26. Sch. 59 536. Wilhelm Schilack, Bitterfeld. Gleisrückmaschine mit einem die beiden Schienen des befahrenen Gleises und eine Schiene des Nebengleises erfassenden Zwangrollengestell. 6. X. 20.

Kl. 20 h, Gr. 4. M. 68 486. Mc Kenzie, Holland and Westinghouse Power Signal Company Limited, London, Westminster, u. Frank Masters Castleman, Woodlands, Treeton, Rotherham, Engl.; Vertr. Rudolf Gail, Pat.-Anw., Hannover. Gleisbremsvorrichtung. 28. II. 20. England 17. III. 19.

Kl. 20 i, Gr. 11. S. 55 634. Siemens & Halske Akt.-Ges., Siemensstadt b. Berlin. Stellvorrichtung für Signale; Zus. z. Anm. S. 52 753. 18.-II. 21.

Kl. 37e, Gr. 9. L. 46 439. Theodor Lehmann, Halle a. S., Großer Berlin 1. Verschalungsplatte mit rückseitigen, überstehenden Querleisten, die um das Maß ihrer Breite gegen die Senkrechte geneigt sind. 13. IV. 18.

Kl. 42 c, Gr. 10. H. 83 953. Paul Hänel, Köpenick, Bahnhofstr. 4. Meßlatte. 22. I 21.

Kl. 80 a, Gr. 13. B. 93 986. August Büchele, Zürich; Vertr.: R. Schmehlik u. Dipl.-Ing. C. Satlow, Pat.-Anwälte, Berlin SW. 61. Schlagpresse zur Herstellung von Kunststeinen und anderen Formlingen. 10. V. 20.

Kl. 80 a, Gr. 45. R. 69 451. Heinrich Klocke, Oberhausen, Rhld., Elsestr. 27. Verfahren zur Herstellung von Platten und Steinen aus Zement, Asphalt oder anderen abbindenden Massen. 9. VII. 19.

Kl. 80 a, Gr. 46. K 72 963. Dr. Filip Katona, Budapest, Vertr.: R. Hallbauer u. Dipl.-Ing. A. Bohr, Patent-Anwälte, Berlin SW. 61. Verfahren und Vorrichtung zur Herstellung von plattenförmigen Körpern. 8. V. 20. Ungarn 12. XI. 19.

Kl. 84c, Gr. 2. D 37 086. Deutsch-Luxemburgische Bergwerks- und Hütten-Akt.-Ges., Dortmund. Eisenbeton-Spundwand. 31. I. 20.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 4. Juli 1921.

Kl. 5 a, Gr. 2. H. 81 216. Franz Hirsch, Hof, Bayern. Bohrvorrichtung für Brunnenbohrungen. 3. VI. 20.

Kl. 19 a, Gr. 22. M. 68 758. Franz Melaun, Neubabelsberg. Schienenstoßverbindung für Straßenbahnschienen. 26. III. 20.

Kl. 19 a, Gr. 28. F. 47 799. Otto Felgenheuer, Schoppinitz O. Schl. Gleisrückmaschine. 9. X. 20.

Kl. 20 i, Gr. 29. A. 33 748. Allgemeine Elektricitäts-Gesellschaft, Berlin. Einrichtung zur Verhütung falscher Auslösung von Blockwerken. 8. VII. 20.

Kl. 20 i, Gr. 38. M. 67 991. Mc Kenzie, Holland & Westinghouse Power Signal Company, Limited u. Thomas Joseph Hornblower, London; Vertr.: Dr. Anton Levy u. Dr. F. Heinemann,

Pat.-Anwälte, Berlin SW. 11. Eisenbahnsignalsystem. 16. I. 20. England 10. XII. 18.

Kl. 37 f, Gr. 4. G. 50 115. Louis Henri Guimonneau, Le Raincy, Frankr.; Vertr.: R. H. Korn, Pat.-Anw., Berlin SW. 11. Bauweise für zerlegbare mörtellose Mauern. 22. I. 20. Frankreich 25. I. 19.

Kl. 80 b, Gr. 1. H. 78 434. Georg Herrmann, Wiesbaden, Erbacher Str. 6. Betonmischung für die Herstellung von Schwimmkörpern. 24. IX. 19.

Kl. 80 b, Gr. 1. M. 72 999. Siegmund Hermann Mezger, Berlin, Bregenzer Str. 4. Verfahren zur Herstellung von Bauwerkskörpern unter Benutzung der Gußform gemäß Patent 298 150; Zus. z. Pat. 298 150. 19. III. 21.

Kl. 84 b, Gr. 1. Sch. 60 179. Bruno Schulz, Berlin, Grunewald, Joseph-Joachim-Str. 36a. Sparschleuse mit speicherartig übereinanderliegenden Sparbecken; Zus. z. Pat. 336 195. 10. XII. 20.

Kl. 84 d, Gr. 2. W. 55 528. Adolf Wegner, Hosena. Vorrichtung für Lösen der über der Eimerleiter eines Baggers hängenden Erdmassen. 22. VI. 20.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 7. Juli 1921.

Kl. 19 c, Gr. 2. S. 52 142. Société Anonyme des Hauts-Fourneaux et Fonderies de Pont-à-Mousson, Pont-à-Mousson, Frankr.; Vertr. R. H. Korn, Pat.-Anw., Berlin SW. 11. Kunststeinpflaster mit hochkantig eingelegten, von der Unterfläche bis zur Laufschicht reichenden ringförmigen Metallstücken mit strahligen Außenarmen. 4. II. 20. Frankreich 15. II. 19.

Kl. 20 i, Gr. 55. Sch. 57 368. Eduard Schultz, Berlin, Kurfürstenstraße 109. Vorrichtung zur Überwachung von Zügen durch auf induktivem Wege erzeugten Strom; Zus. z. Pat. 324 585. 28. I. 20.

Kl. 37 f, Gr. 3. B. 84 379. Ernst Beck, Oldenburg u. Rudolf Kolwes, Berlin, Bachstr. 7. Doppelwandiger Ölgroßbehälter. 13. VIII. 17.

Kl. 37 f, Gr. 8. F. 47 873. Friedrich Fischer, Wien; Vertr.: Max Wagner, Pat.-Anw., Berlin SW. 11. Lagerung für eiserne Hallendächer. 21. X. 20. Österreich 9. XII. 19.

Kl. 37 f, Gr. 8. Sch. 51 557. Franz Scherrer, Düsseldorf, Hansahaus 168. Runde oder vieleckige Halle zur gleichzeitigen Aufnahme mehrerer Luftschiffe. 21. VI. 17.

Kl. 80 b, Gr. 20. K. 75 957. Dr. Hans Kühl, Berlin-Lichterfelde, Zehlendorfer Str. 4a. Verfahren zur Herstellung von Kunststeinen aus Ölschieferrückständen. 15. I. 21.

Kl. 80 b, Gr. 22. G. 51 585. Karl Lotz, Essen, Handelshof u. Dr. Artur Guttmann, Düsseldorf, Ludendorffstr. 27. Verfahren zur Herstellung von Schlackensteinen. 26. VII. 20.

Kl. 84 b, Gr. 1. Sch. 60 695. Bruno Schulz, Berlin-Grunewald, Joseph-Joachim-Str. 36a. Durch Ringschützen abgeschlossene Schleuse mit einem die übereinander liegenden Sparbecken durchdringenden gemeinschaftlichen Umlaufschacht. 3. II. 21.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 11. Juli 1921.

Kl. 19 a, Gr. 14. A. 31 268. Aktiengesellschaft der Eisen- u. Stahlwerke vormals Georg Fischer, Schaffhausen, Schweiz; Vertr.: W. Schwaebsch, Pat.-Anw., Stuttgart. Vorrichtung zur Verhinderung des Wanderns von Eisenbahnschienen. 16. XII. 18.

Kl. 20 i, Gr. 5. M. 72 308. Leon Maghin, Bressoux, Belgien; Vertr.: Dr. W. Haußknecht, Berlin W. 57. Weiche für Straßenbahn- oder Eisenbahngleise. 28. I. 21.

Kl. 42 a, Gr. 12. H. 83 474. Johann Hardt, Hindenburg, O. Schl., Kronprinzenstr. 74. Ellipsenzirkel; Zus. z. Pat. 338 528. 14. XII. 20.

B. Erteilte Patente.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 4. Juli 1921.

Kl. 5e, Gr. 4. 340 278. W. Weber & Co., Gesellschaft für Bergbau, Industrie u. Bahnbau, Wiesbaden. Vorrichtung zum Herstellen von Schachtauskleidungen aus Beton. 10. XII. 18. W 51 812.

Kl. 19 a, Gr. 28. 340 364. Otto Kammerer, Charlottenburg, Lyckallee 12, u. Wilhelm Ulrich Arbenz, Zehlendorf b. Berlin, Sophie-Charlotte-Str. 11. Brückengleisrückmaschine mit nur an einer einzigen Schiene angreifenden, gleichzeitig als Hubrollen dienenden Schubrollen. 22. VI. 20. K 73 459.

Kl. 37 b, Gr. 3. 340 237. Dipl.-Ing. Oskar Lewandowsky, Hildesheim, Sprenger-Str. 46. Zusammengesetzte hölzerne Balken oder Stützen. 14. VIII. 19. L 48 731.

Kl. 37 e, Gr. 9. 340 238. Albert Germann, Frankfurt a. M., Sonnemannstr. 73. Gestell zur Herstellung von Wänden mit beiderseitiger Plattenverkleidung. 23. I. 17. G 45 311.

Kl. 42 a, Gr. 14. 340 239. Dipl.-Ing. Udo Knorr, München, Barerstr. 39. Apparat zur Konstruktion von allgemeinen Kurven; Zus. z. Pat. 286 519. 23. X. 20. K 74 810.

Kl. 84 c, Gr. 5. 340 312. Hermann Clauberg, Berlin-Lankwitz, Corneliusstr. 20. Richtpunkt mit drehbarer Schlitzführung für Untergrundbahnen. 14. X. 17. C 26 933.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 11. Juli 1921.

Kl. 5 c, Gr. 4. 340 587. Waldemar Sonnenschein, Ellguth-Zabrze bei Gleiwitz. Verfahren zum Abdichten von Wassereinbruchstellen in ersoffenen Schächten. 16. V. 19. S 50 177.

Kl. 19 a, Gr. 28. 340 459. Wilhelm L. Groß, Berlin-Lankwitz, Siemensstr. 67. Schienenklemmvorrichtung. 27. X. 20. G 52 190.

Kl. 19 d, Gr. 5. 340 710. Dipl.-Ing. Hermann Schwyzer, Bern, Schweiz; Vertr.: E. Peitz u. W. Massohn, Pat.-Anwälte, Berlin SW. 68. Rollklappbrücke mit gelenkig auf den Hinterarm der Klappe sich stützendem Gegengewicht. 31. VII. 19. Sch. 55 795.

Kl. 19 f, Gr. 2. 340 597. Dipl.-Ing. Alfred Kunz, München, Neuturmstr. 5. Verstellbare Abstützung der Verschalung gegen aus zwei parallelen U- oder T-Eisen bestehenden Tunnelgerüstbogen. 1. XII. 18. K 67 616.

Kl. 65 a, Gr. 3. 340 517. Kieler Eisenbeton-Werft A.-G., Neumühlen-Dietrichsdorf i. H. Verfahren zum Bau von Eisenbetonschiffen in einem Dock. 12. XII. 18. K 67 680.

Kl. 84 b, Gr. 1. 340 621. Dr.-Ing. Emil Burkhardt, Stuttgart, Karlstr. 3. Verfahren zum Betrieb einer Tauchschleuse mit röhrenförmigem Schwimmtrog zur Aufnahme der Schiffe; Zus. z. Pat. 339 298. 2. III. 20. B 93 085.

Kl. 84 d, Gr. 2. 340 622. Magnet-Werk G. m. b. H. Eisenach, Eisenach. Regelung der Motorleitung bei Eimerkettenbaggern, deren Hub- und Senkvorrichtung durch elektromagnetische Kuppelungen angetrieben werden. 15. VI. 20. M 69 638.

BÜCHERBESPRECHUNGEN.

Das Steinholz. Von Richard Fasse. Leipzig. Verlag der Fachzeitung Baumaterialienmarkt, 1921.

Steinholz ist in der Bautechnik zwar allgemein bekannt nach seiner Zusammensetzung und seiner Verwendung. Trotzdessen wird es vielen Verbrauchern dieses in der Regel als fugenloser Estrich verwendeten Baustoffes erwünscht sein, in Kürze über Einzelheiten aufgeklärt zu werden, zumal in den letzten Jahren die Frage der Verwendung von Steinholz auf Eisenbetondecken ja viele Baukreise eingehend beschäftigt hat. An die Erklärung der Wesensart von Steinholz und den Bestandteilen dieses (Magnesit, Chlormagnesium, Füllmaterialien) schließen sich Mitteilungen über die zweckmäßige Verarbeitung der Masse und über die Beschaffenheit und Art ihrer Unterlagen; hier werden behandelt Eisenbeton und Betondecken, Holz-, Ziegelstein- und andere Steinunterlagen. Für den Bauingenieur sei hervorgehoben, daß bei Betondecken eine gut aufgerauhte Oberfläche verlangt wird, um ein gutes Anhaften der Steinholzschicht zu sichern. Als Mindestüberdeckungshöhe für die Eisen wird nur 2 cm verlangt (?). Von der Abdeckung der Beton- und Verbunddecken durch Asphaltschichten, um einer Einwirkung überflüssigen Chlormagnesiums zu begegnen, wie es der Deutsche Beton-Verein vorschlägt, will der Verfasser scheinbar nichts wissen. Er spricht sich (S. 18) sogar dahin aus, daß auf Asphaltunterlagen die Verlegung von Steinholzfußböden, wenn erstere nicht knochenhart sind, stets eine Gefahr in sich birgt, da Asphalt zu sehr von der Wärme beeinflußt wird und leicht ein Lösen oder Hochgehen des Steinholzfußbodens zur Folge hat. Die Schrift führt ferner die besonderen Naßbetriebe auf, in denen Steinholz nicht zu verwenden ist, weist auch auf die gründliche Isolierung aller Gas- und Leitungsrohre mit Nachdruck hin. Des weiteren geht das Heft auf die verschiedenen Steinholzausführungen und ihre Mischungsverhältnisse ein, gibt den erforderlichen Materialverbrauch an und führt die verschiedensten Färbungsmöglichkeiten auf. Endlich wird auch die Pflege und Erhaltung der Steinholzfußböden behandelt. In einem Anhange wird der nachteiligen Wirkungen gedacht, welche durch Steinholzestrich auf die Eiseneinlagen in Verbunddecken ausgeübt worden sind und seinerzeit in der Deutschen Bauzeitung (Nr. 69, 1919) zur Besprechung kamen. Die damals beobachtete schlechte Bewährung wird vom Verfasser vorwiegend auf den zu den Verbunddecken verwendeten Bimsbeton geschoben, der seiner Meinung nach einen durchaus ungeeigneten Untergrund darstellt, da er wie ein Schwamm die Chlormagnesiumlauge anzieht. Deshalb lehnen zurzeit die Steinholzfabrikanten auch die Aufbringung von Steinholz auf Bimsbeton ab. Das Gleiche gilt vom Schlackenbeton

nach Ansicht des Verfassers. Auch können die schädlichen Wirkungen überschüssiger Chlormagnesiumlauge durch Abdichten der Eisenbetondecken mit Magnesitmilch ausgeglichen werden. Alsdann verbindet sich etwa eindringende Chlormagnesiumlösung mit dem Magnesit zu Sorelzement, dichtet die Decke ab und schützt somit die Eiseneinlagen.

Schon dieser kurze Auszug aus dem reichen Inhalt der kleinen Schrift läßt erkennen, daß aus ihm manche Belehrung über die hier behandelte, auch für den Bauingenieur nicht bedeutungslose Frage der Steinholzverwendung zu entnehmen ist. M. F.

Freitragende Holzbauten. Vorträge zusammengestellt und ergänzt von C. Kersten Mit 335 Textfig. Verlag Julius Springer, Berlin 1921. Gebunden Preis 74 M.

Die Zusammenstellung bringt die Vorträge, welche auf Anregung des Vereins Deutscher Ingenieure im Jahre 1919 auf Anregung und unter Leitung des Oberingenieurs Kersten in Berlin gehalten wurden und sich die Aufgabe gestellt hatten, das Bauen zu verbilligen und die jetzt fehlenden Baustoffe zu ersetzen, namentlich auch der Kohlenersparnis zu dienen. Als einleitende Vorträge bringt das Werk: Die wirtschaftliche Lage des Holzmarktes, der anatomische Aufbau des Holzes, seine Spannungen und Beanspruchungen, die mechanische Prüfung des Holzes und die Feuerschutzmittel beim Holzbau. Es folgt alsdann ein sehr lesenswerter Abriß über die Entwicklung des Holzbaues für größere Dach- und Ingenieurkonstruktionen, an die sich die Behandlung der neueren Bauweisen in Holz anschließt. Hier werden besprochen, und zwar von fachkundigster Seite aus: Die Bauweisen Stephan, Hetzer, Meltzer, Tuchscherer, Kübler, Christoph und Anmack, Sommerfeld, Greim, Cabröl und Kaper. Den Schluß bildet eine kurze Darlegung über die Verwendung der Dachpappe und ihre volkswirtschaftliche Bedeutung und ein Anhang, in dem der Verfasser als wertvolle Ergänzung der Vorträge noch eine Anzahl bemerkenswerter Holzbauten vorführt. Überblickt man das Ganze, so erkennt man, welche gewaltige Entwicklung — z. T. unter dem Zwange der Verhältnisse — der Holzbau im letzten Jahrzehnt durchgemacht hat, wie er — bisher vorwiegend nur hochbaulich behandelt und entwickelt — nunmehr auch ingenieurmäßig fortgebildet worden ist und in bezug auf statische Klarheit der Einzelausbildung, Kühnheit der Gesamtanlage, Zweckmäßigkeit der Trägerformen, endlich auch als ästhetische Leistung den massiven und Eisenbauten sich genähert hat. Das alles lehrt das Kerstensche Buch, das mit seinen ausgezeichneten Abbildungen bestens geeignet ist, in die neuzeitliche Holzbaukunst des Ingenieurs einzuführen. Deshalb sei es allen Kreisen warm empfohlen, die mit dem Bauen zu tun haben, sowohl den Architekten wie auch den Bauingenieuren. M. F.

Festigkeitseigenschaften und Gefügebilder der Konstruktionsmaterialien. Von Dr.-Ing. C. Bach u. R. Baumann. Zweite, stark vermehrte Auflage. Mit 936 Figuren. Verlag Julius Springer, Berlin 1921. Gebunden Preis 80 M.

Die bestens bekannte erste Auflage erschien 1914; die jetzt vorliegende schließt sich im allgemeinen an die frühere an, enthält jedoch zahlreiche Ergänzungen sowohl durch Erweiterung früherer Angaben als auch durch Aufnahme neuer Versuchsergebnisse. Für den Bauingenieur sind besonders wertvoll die Versuchsergebnisse der Flußeisen- und Flußstahlprüfung, die hier gewonnenen Formänderungsbilder (namentlich auch bei der Nietung sowie bei Schweißungen), ebenso die Gußeisenuntersuchung. Von Nichtmetallen und deren Prüfung werden ihn die besonders lehrreichen Ergebnisse der Holzprüfung mit ihrem zahlreich erläuternden Bildmaterial fesseln. Kurz ist — da wegen der Ergebnisse dieser Prüfungen naturgemäß auf die vielseitigen weiteren Bachschen Arbeiten verwiesen werden muß, und die vorliegende Veröffentlichung sich auch in erster Linie an den Maschinenbauer und Technologen wendet, die Prüfung von Beton und Stein behandelt.

Hier sind nur die typischen Bruch und Formänderungserscheinungen bei den verschiedensten Erprobungen (Druck, Knicken, Frost, Treiben usw.) zur Darstellung gebracht.

Jedem Bauingenieur, der sich mit den wichtigsten Eigenschaften des Eisens genauer vertraut machen und seine wissenschaftliche Beurteilung durch den Versuch beherrschen will, wird das Bach-Baumannsche Buch ein gern benutzter Wegweiser und wertvoller Lehrmeister sein. M. F.

Drang und Zwang. Eine höhere Festigkeitslehre für Ingenieure. Von Dr.-Ing. August Föppl u. Dr. Ludwig Föppl. Mit 14 Abb. im Text. II. Band. München u. Berlin 1920. Verlag von R. Oldenbourg.

Dem I. Band des Föpplschen Werkes „Drang und Zwang" ist noch im Jahre 1920 ein zweiter gefolgt, der sich durch die gleichen Vorzüge wie sein Vorgänger auszeichnet.

Die Fortsetzung des groß angelegten Lehrbuches der höheren Festigkeitslehre bringt zunächst eine ausführliche Entwickelung der Theorie dünnwandiger Gefässe und zeigt ihre Anwendung auf die Berechnung von Kugel- und Kegelschalen. In einem besonderen Abschnitt über die Drehfestigkeit von Stäben werden sodann für die Untersuchung der wichtigsten Querschnittsformen die genauen, wie auch die vereinfachten Berechnungsarten erschöpfend behandelt. Auf die Darstellung der grundlegenden Aufgaben aus dem Gebiete der Theorie elastischer Umdrehungskörper folgt weiterhin eine eingehende Erörterung der Härte und der Eigenspannungen, während die Knick- und Ausweichgefahr in einem umfangreichen Schlußabschnitt unter den mannigfaltigsten Bedingungen untersucht wird.

Der neue Band ist den schwierigsten Fragen der Festigkeitslehre gewidmet: ihre Klärung und ihre Lösung sind in den letzten Jahren durch eine Reihe bedeutsamer Einzelschriften vorbereitet worden, deren Ergebnisse in dem Föpplschen Buche verwertet und durch die zahlreichen, nicht minder beachtenswerten eigenen Untersuchungen der beiden Verfasser ergänzt worden sind.

Die Schwierigkeit des Stoffes, die Fülle des stark zusammengedrängten Inhaltes stellen an die Kenntnisse und an das Verständnis des Lesers höhere Anforderungen als der I. Band, die mühsamere und tiefere Durcharbeitung wird aber den Ingenieuren um so mehr willkommen sein, als der II. Band für neue dankbare Forschungen auf den wichtigsten Gebieten der technischen Mechanik die besten Grundlagen und die wertvollsten Anregungen bringt.

Im Interesse einer weiten Verbreitung des Föpplschen Werkes wäre nur noch zu wünschen, daß den bisherigen beiden Bänden ein dritter folgen möge, der sich insbesondere mit den Anwendungsbeispielen der höheren Festigkeitslehre und der zahlenmäßigen Darstellung ihrer Ergebnisse befassen müßte; die Platten- und die Kuppeltheorie bieten hierzu einen reichlichen Stoff, dessen praktische Durcharbeitung einem wirklichen Bedürfnis entsprechen würde. Der verdienstvolle Altmeister der technischen Mechanik und sein Sohn würden, wenn sie selbst diese Aufgabe in Angriff nehmen, dem entwerfenden Ingenieur, welcher die feineren Werkzeuge der höheren Festigkeitslehre mit sicherer Hand benutzen möchte, einen unschätzbaren Dienst leisten. H. Marcus.

Prof. Dr.-Ing. Eugen Michel, Hörsamkeit großer Räume. Mit 84 Abb. im Text und auf 16 Tafeln. Preis 32 M. Vieweg u. Sohn, Braunschweig 1921.

Der Verfasser gibt die bisher vermißte einheitliche Zusammenfassung der wichtigsten Forschungsergebnisse über die Hörsamkeit großer Räume, verflicht diese Ergebnisse mit denen eigener, belangreicher Studien und zeigt in klarer Weise das Verfahren, das zwecks Erzielung einer guten Hörsamkeit bereits bei der Planung großer Räume anzuwenden ist und auf Grund dessen der Grad der voraussichtlich zu erzielenden Hörsamkeit bemessen werden kann. Er untersucht zunächst den Verlauf der Tonschwingungen, der durch zeichnerische Konstruktion und vergleichende Versuche feststellbar ist, in erster Linie den Rückwurf von ebenen und gekrümmten Flächen und dessen Beeinflussung durch Freistützen und Flächengliederung, unter Anwendung der sich ergebenden Grundsätze auf eine Reihe praktischer Fälle; dann die Erscheinungen der Resonanz und Interferenz. Darnach betrachtet er die Stärkeverhältnisse der Schallwellen, ihre Abnahme nach der Entfernung und ihre Dämpfung bei Rückwurf. Nachdem er die Bedingungen des Nachhalls und die Mittel zur Beseitigung seines Einflusses auf die Hörsamkeit besprochen hat, führt er am Schluß die zur Verbesserung schlechter Hörsamkeit an bestehenden Räumen anwendbaren Verfahren an. Ein reiches und sehr anschauliches Abbildungsmaterial unterstützt die klaren Ausführungen des Textes. Druck und Ausstattung des Werkes sind musterhaft. Baurat Dr.-Ing. Edelmaier, Karlsruhe.

A. Schau, Der Brückenbau I u. II. Teil I. Dritte Auflage. Preis 13,60, Teil II Preis 9,60 + Zuschläge. Verlag B. G. Teubner. Leipzig 1921 bzw. 1914.

Das Buch ist für Baugewerkschulen geschrieben und wird den hiermit gestellten Aufgaben durchaus gerecht. Teil I behandelt massive und Holzbrücken, Teil II die Brücken in Eisen. In sehr geschickter und anerkennenswerter Art befaßt sich der Verfasser nur mit kleineren und mittleren Bauwerken, wie solche zum Arbeitsgebiet des Technikers gehören; was er hier gibt, ist aber wohl durchdacht, klar dargestellt, durch sehr übersichtliche Skizzen erläutert und lückenlos. Somit können die beiden Leitfaden für den Kreis, an den sie sich wenden, wärmstens empfohlen werden. M. F.

Die Gipsformen. Von Dr. A. Moye. Verlag der Tonind.-Ztg. Berlin 1921. II. Aufl. Preis 6 M ohne Zuschlag.

Die zuerst im Jahre 1911 erschienene kleine, den Gegenstand aber vollkommen erschöpfende Schrift liegt in zweiter Auflage vor. Da seit dieser Zeit keine besonderen Fortschritte weder im Formen des Gipses, noch im Gießen dieses Stoffes erzielt worden sind, so konnte ein Neudruck dem Bedürfnis auf Neuherausgabe vollkommen Genüge leisten. Möge die kleine Schrift, wie bisher, ein ebenso willkommener, wie wertvoller Berater des Gipsfachmannes s in; daneben werden aber auch alle die, welche bei ihren Bauten Gips verwenden, die Darlegungen mit Nutzen verfolgen. M. F.

Für die Schriftleitung verantwortlich: Geheimrat Dr.-Ing. E. h. M. Foerster, Dresden. — Verlag von Julius Springer in Berlin W.
Druck von H. S. Hermann & Co., Berlin SW 19, Beuthstrasse 8.

DER BAUINGENIEUR

2. Jahrgang | 30. September 1921 | Heft 18

GESCHWINDIGKEITSFORMELN FÜR WASSERLÄUFE UND MASSGEBENDES GEFÄLLE; MÄNGEL DER GANGUILLET-KUTTERSCHEN FORMEL UND DARLEGUNG EINES GEEIGNETEN ERSATZES.

Von Regierungs- u. Baurat E. Beyerhaus, Charlottenburg.

Zusammenfassung: Darlegung des Wesens und der Bedeutung des maßgebenden Gefälles (Energielinie) für die Abhängigkeit der Beharrungsgeschwindigkeit des Wassers vom Gefälle. Unzuverlässigkeit der meisten einzelnen bisher mitgeteilten Messungsergebnisse wegen der Unsicherheit bezüglich der Gefällsangabe. Vorteile einer Zusammenstellung von zu Gruppen zusammengefaßten Messungsergebnissen, die bezüglich R und J einen sehr weiten Bereich umfassen, zur Aufstellung und Prüfung geeigneter Geschwindigkeitsformeln. Vorzüge der Formel $v = \alpha\ R^{0,7}\ J^{0,46}$ vor der Ganguillet-Kutterschen, deren fehlerhafter Bau näher dargelegt wird, mit der sie aber unter den gewöhnlich vorkommenden Verhältnissen gut übereinstimmt; doch stellt sie das Gesetz in einfacher klarer Weise dar und erleichtert so den Gebrauch und insbesondere die Lösung mancher sonst schwieriger Aufgaben.

Alle bisherigen Bestrebungen zur Aufstellung befriedigender Formeln für die Berechnung der mittleren Durchflußgeschwindigkeit von Wasserläufen aus der mittleren Tiefe (oder dem sog. Profilradius $R = \frac{F}{U}$, wo F die Fläche und U der benetzte Umfang ist) und dem Gefälle J kranken daran, daß man nicht genügend beachtet hat, daß (abgesehen von der oft

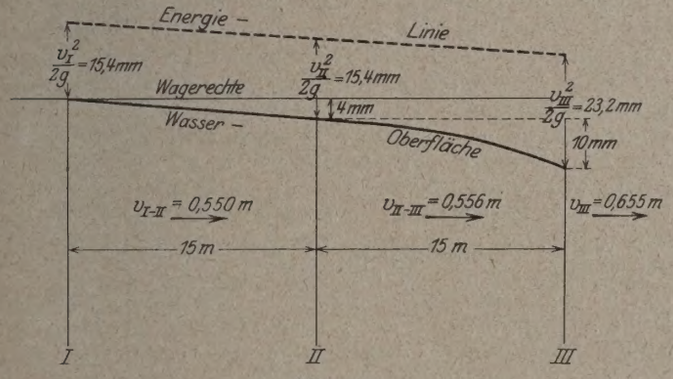


Abb. 1.

sehr großen Ungenauigkeit, ja Fehlerhaftigkeit besonders kleiner mitgeteilter Gefälle wegen des meist schwankenden Wasserspiegels) das jeweils gemessene Gefälle um den etwa zur Beschleunigung dienenden Teil zu vermindern bzw. um den zur Verzögerung dienenden Teil zu vermehren ist, um das zur Geschwindigkeitserhaltung dienende maßgebende Gefälle, das Gefälle der sog. „Energielinie", zu erhalten. Ein Beispiel wird dies zeigen:

Grebenau führt in seinen Zusätzen zur Übersetzung des Werkes von Humphreys und Abbot über die Mississippi-Messungen auf Seite CXL Messungsergebnisse am Speyerbach an, wo in Abständen von je 15 m (vergl. Abb. 1) die Querschnittsflächen I und II zu 2,92 qm und die Fläche III zu 2,45 qm, und das Gefälle von I nach II zu 4 mm oder $J_{I-II} = 0{,}000267$, von II nach III aber zu 10 mm gemessen war, also $J_{II-III} = 0{,}000667$. Die Geschwindigkeit war von I nach II mit Schwimmern zu 0,550 m, von II nach III zu 0,556 m gemessen. Denken wir nun, die beiden Strecken I—II und II—III lägen an verschiedenen Stellen, so könnte man, wie dies oft geschehen, die Geschwindigkeit v = 0,550 zu dem Gefälle J = 0,000267 und die Geschwindigkeit 0,556 m zu J = 0,000667 in Beziehung setzen[1]) und unter der Voraussetzung, daß die Werte von R in beiden Fällen gleich sind, was nahezu zutrifft, eine Gleichung aufstellen:

$$\frac{v_{II-III}}{v_{I-II}} = \left(\frac{J_{II-III}}{J_{I-II}}\right)^y$$

oder

$$\frac{0{,}556}{0{,}5560} = \left(\frac{0{,}000667}{0{,}000267}\right)^y$$

Es folgt dann:

$$y = \frac{\log 0{,}556 - \log 0{,}550}{\log 0{,}000667 - \lg 0{,}000267}$$

$$\begin{array}{rl|rl} \lg 0{,}556 = & 9{,}7457 - 10 & \lg 0{,}000667 = & 6{,}8241 - 10 \\ -\lg 0{,}550 = & -9{,}7404 + 10 & -\lg 0{,}000267 = & -6{,}4265 + 10 \\ & 0{,}0047 & & 0{,}3976 \end{array}$$

also

$$y = \frac{0{,}0047}{0{,}3976} = 0{,}0118 = \frac{1}{85}.$$

Die Geschwindigkeiten würden sich also verhalten wie die 85. Wurzeln aus den Gefällen. Was hier in so auffälliger Weise erscheint, ist grundsätzlich, wenn auch in weniger ausgeprägter Form, wieder und wieder geschehen bei Ableitung von Geschwindigkeitsformeln aus Messungsergebnissen. Zwar bemüht man sich, möglichst regelmäßige Strecken auszuwählen, aber ihre weitere Auswertung erfolgt dann in obiger Weise, ohne auf den jeweiligen Beschleunigungs- oder Verzögerungszustand Rücksicht zu nehmen. Grebenau spricht die Vermutung aus, daß der Spiegelabfall von II nach III mit 10 mm wohl etwas zu groß gemessen sei. Hierzu liegt aber gar keine Veranlassung vor, wie nachstehende Rechnung ergibt: Da der Querschnitt sich von II nach III im Verhältnis $\frac{2{,}45}{2{,}92}$ verkleinert, so vergrößert sich die Geschwindigkeit im umgekehrten Verhältnis, also von 0,550 m auf $0{,}550 \cdot \frac{2{,}92}{2{,}45} = 0{,}655$ m. Zu dieser Beschleunigung ist ein Spiegelabfall von $\frac{0{,}655^2}{2g} - \frac{0{,}550^2}{2g} = 0{,}0219 - 0{,}0154 = 0{,}0065$ m = 6,5 mm erforderlich. Dieses Beschleunigungsgefälle ist von dem gemessenen Gefälle von 10 mm in Abzug zu bringen, um das für die Geschwindigkeitserhaltung maßgebende Gefälle zu bekommen. Dieses berechnet sich somit für die Strecke II—III zu 10—6,5 = 3,5 mm absolut. Da es aber nicht kleiner sein darf als das zu 4 mm für die Strecke I—II gemessene, so ist der gemessene Wert von 10 mm nicht zu groß, wie Grebenau irrtümlich vermutet, sondern

[1]) Dies ist auch von Kutter geschehen; auf S. 98 seines Buches „Die neuen Formeln für die Bewegung des Wassers" ist unter Nr. 4 der Messungen von Grebenau v = 0,556 mit dem Gefälle J = 0,000667 in Verbindung gebracht und daraus der Wert k = 32,1 errechnet und unter Nr. 5 v = 0,550 mit J = 0,000267 in Verbindung gebracht und daraus k = 48,0 errechnet.

noch um mindestens 0,5 mm zu klein. Wegen der etwas größeren Geschwindigkeit auf der Strecke II—III müßte ja auch das maßgebende Erhaltungsgefälle, was nach Abzug des Beschleunigungsgefälles verbleibt, etwas größer sein als auf der vorhergehenden Strecke.

Man erkennt hieraus die Wichtigkeit der Benutzung der sogen. Energielinie an Stelle des gemessenen Spiegelgefälles, solange nicht (vermöge hinreichender Länge der zur Gefällsmessung benutzten Stromstrecke) der Unterschied der gemessenen Wasserhöhen am Anfang und Ende der Strecke so groß ist, daß dagegen der aus einer etwaigen Geschwindigkeits-Zu- oder -Abnahme sich ergebende Unterschied der Werte $\frac{v^2}{2g}$ (d. h. der Geschwindigkeitshöhen) als bedeutungslos zurücktritt. Ist Q die ermittelte Wassermenge, so beträgt an den aufeinanderfolgenden Querschnitten F_1, F_2, F_3 usw. die mittlere Geschwindigkeit $\frac{Q}{F_1}, \frac{Q}{F_2}, \frac{Q}{F_3}$ usw. Bildet man nun die Werte

$$\frac{v_1^2}{2g} = \frac{Q^2}{F_1^2 \cdot 2g}, \quad \frac{v_2^2}{2g} = \frac{Q^2}{F_1^2 \cdot 2g}$$

usw. und fügt sie den an jedem Querschnitt gemessenen Spiegelhöhen hinzu, so erhält man die sogen. Energielinie, deren Neigung das der Geschwindigkeitserhaltung dienende maßgebende Gefälle darstellt, welches allein zu der gemessenen Durchflußgeschwindigkeit in gesetzmäßiger Beziehung stehen kann. Die Abweichung dieses maßgebenden Gefälles vom gemessenen wird aber verhältnismäßig um so größer und darum um so einflußreicher sein

1. je kleiner das gemessene Gefälle,
2. je größer die gemessene Geschwindigkeit ist.

Dies ist aber im allgemeinen der Fall, je größer die Wassertiefe ist. Daraus folgt, daß die meist übliche Nichtunterscheidung zwischen gemessenem und maßgebendem Gefälle durchschnittlich zu um so größeren Irrtümern führt, je größer die Wassertiefe ist. Dieser Irrtum kommt aber dadurch in einer gewissen scheinbaren Gesetzmäßigkeit zum Ausdruck, daß bei jedem Fluß naturgemäß die stärksten der gemessenen Gefälle Beschleunigungsstrecken angehören, also gegenüber dem maßgebenden Gefälle zu groß sind (wie an dem Beispiel des Speyerbachs gezeigt), die schwächsten dagegen Verzögerungsstrecken angehören, also gegenüber dem maßgebenden Gefälle zu schwach sind. Da sonach bei jedem Fluß die stärksten und die schwächsten der gemessenen Gefälle viel mehr voneinander verschieden sind, als die maßgebenden Gefälle (welche zu den gemessenen Geschwindigkeitsunterschieden in wirklich gesetzmäßiger Beziehung stehen), so ist man fast stets auf Grund der Verwertung der Messungsergebnisse eines bestimmten Flusses zu dem irrigen Schluß gekommen, daß der Einfluß des wechselnden Gefälles auf die Geschwindigkeit verhältnismäßig gering sei und gelangte so zu einem hohen Wurzelexponenten von J, besonders bei großen Wassertiefen, weil dann wegen der großen Geschwindigkeiten die Differenz der Geschwindigkeitshöhen, welche dem jeweiligen Beschleunigungs- oder Verzögerungszustand entspricht, besonders groß wird und gegenüber dem bei großen Wassertiefen meist kleinen Gefälle stark hervortritt. Bei den überaus großen Wassertiefen des Mississippi konnte also das Gesagte in besonderer Weise zum Ausdruck kommen.

Das geringste Gefälle ist hier für ein Messungsergebnis bei Carrollton mit 0,000 0034 angegeben. Nehmen wir nun z. B. an, daß dort der Durchflußquerschnitt auf je 1000 m Länge sich um etwa 6 vH erweitere, also die Geschwindigkeit im gleichen Maße abnehme. Sie ist zu v = 1,229 m angegeben bei R = 22,41 m. Wir würden also annehmen, daß auf 1000 m Länge die Geschwindigkeit sich von 3 vH über 1,229 auf 3 vH unter diesen Wert verringere. Einer Abnahme bei v von 6 vH entspricht aber eine Abnahme der Geschwindigkeitshöhe $\frac{v^2}{2g}$ von rund 12 vH. Wir haben also für die Abnahme an lebendiger Kraft oder Geschwindigkeitshöhe einen gleichwertigen Spiegelabfall von $\frac{12}{100} \cdot \frac{1{,}229^2}{2g} = 0{,}0092$ m als Zusatz zu den gemessenen 0,0034 m auf 1000 m in Anrechnung zu bringen, um das maßgebende Gefälle zu erhalten. Das ergibt 0,0092 + 0,0034 = 0,1026 m auf 1000 m, oder ein maßgebendes Relativgefälle von 0,0000126 statt des gemessenen von 0,0000034. Wir hätten also hiernach ein fast 4 mal so großes Gefälle bei der Auswertung des Messungsergebnisses in Anrechnung zu bringen, als das mitgeteilte gemessene Gefälle beträgt. Statt des nach diesem sich ergebenden Wertes k = 140,4 $\left(\text{wo } k = \frac{v}{\sqrt{RJ}}\right)$ ergäbe sich dann k = 73,2. Nimmt man die Querschnittsabnahme etwas geringer an, so ergibt sich naturgemäß ein etwas kleineres maßgebendes Gefälle und damit ein etwas höherer Wert von k und umgekehrt. Man sieht, daß man völlig im Dunkeln tappt, solange man das Verhältnis der aufeinanderfolgenden Querschnittsgrößen an der Meßstelle nicht kennt. An Beschleunigungsstrecken (mit abnehmender Querschnittsgröße) ergibt sich in ähnlicher Weise ein Abzug von dem gemessenen Gefälle. Es ist nicht unwahrscheinlich, daß sich so z. B. das maßgebende Gefälle bei Columbus und den höheren Wasserständen bei Vicksburg um vielleicht 20 bis 40 vH kleiner als das gemessene ergibt. Wie aus Vorstehendem folgt, liegt es indessen in der Natur der Sache, daß der verhältnismäßige Unterschied zwischen gemessenem und maßgebendem Gefälle bei Verzögerungsstrecken im allgemeinen ganz bedeutend größer ist, als bei Beschleunigungsstrecken und daß daher die Verzögerungsstrecken (die besonders in der Nähe der Flußmündungen viel vorkommen) ganz besonders geeignet sind, zu schwerwiegenden Trugschlüssen Veranlassung zu geben. Dieser Gesichtspunkt ist leider auch bei der Aufstellung von Geschwindigkeitsformeln für das Memelgebiet und für das Havel- und Spreegebiet (veröffentlicht in den besonderen Mitteilungen Bd. 1 Nr. 7 und Bd. 3 Nr. 1 des Jahrbuchs für Gewässerkunde Norddeutschlands) nicht recht berücksichtigt. Derartige ohne weiteres auf Grund der gemessenen Gefälle nach der Methode der kleinsten Quadrate aufgestellten Gleichungen dürfen daher durchaus nicht als für den betr. Strom allgemein gültige Gleichungen angesehen werden, die bei der rechnerischen Festlegung wasserbaulicher Anordnungen als Handhabe dienen könnten. Solche Gleichungen sind vielmehr lediglich als ein Ausdruck des bei Ausführung der Messungen in den Meßstellen zufällig vorhandenen Zustandes anzusehen. Jeder wasserbauliche Eingriff ändert aber diesen Zustand.

Wird eine längere Strecke mit mehr gleichbleibendem Querschnitt als früher, also mehr kanalähnlich ausgebaut, so tritt damit ein Geschwindigkeitszustand ein, der bisher vielleicht an keiner Stelle des ganzen Stromes vorkam und bei dem sich daher unter dem Einfluß eines gegebenen Gefälles eine ganz bedeutend größere Geschwindigkeit entwickeln wird, als auf dem bisherigen Strom mit viel rascher eintretenden Geschwindigkeitsänderungen. Es ist ja zur Genüge bekannt, welche bitteren Enttäuschungen dieser Fehler bei der Regulierung des Eisernen Tores durch Herstellung eines längeren Kanals veranlaßt hat, wo man auf Grund des üblichen Rechnungsverfahrens (unter Nichtbeachtung des Unterschiedes zwischen gemessenem und maßgebendem Gefälle bei Messungsergebnissen) viel kleinere Geschwindigkeiten erwartet hatte, als später eintraten.

Aus vorstehend dargelegten Gründen muß gegenüber dem aus den Mississippimessungen[2]) gezogenen Trugschluß, daß bei großen Wassertiefen (besonders in Verbindung mit kleinen Gefällen) der Einfluß des Gefälles auf die Geschwindigkeit nur gering sei und daher der Exponent von J bei einer Gleichung $v = \alpha R^x J^y$ mit zunehmender Wassertiefe abnehmen müsse,

[2]) Vergleiche den Aufsatz im Zentralblatt d. Bauv. v. 2. Apr. d. J.: „Die Trugschlüsse aus den Mississippi-Messungen von Humphreys und Abbot und der fehlerhafte Bau der Ganguillet-Kutterschen Formel."

nachdrücklich betont werden, daß bei richtiger Einschätzung und Verwertung dieser Messungsergebnisse hierzu durchaus kein Anlaß vorliegt.

In ähnlicher Weise ist die Ansicht entstanden, daß bei großen Wassertiefen die Abhängigkeit der Geschwindigkeit von der Wassertiefe geringer sei, also einem kleineren Exponenten bei R entspräche als bei kleinen Wassertiefen. Auch dies hängt mit der falschen Verwertung des gemessenen Gefälles zusammen. Bei Benutzung des maßgebenden Gefälles und dementsprechend richtiger Beurteilung der Messungsergebnisse liegt dagegen kein Anlaß vor, von einem feststehenden Exponenten bei R abzuweichen.

Nach vorstehenden Ausführungen ist eine völlig befriedigende Klärung der Sachlage erst zu erwarten, wenn es bei den maßgebenden Stellen zur Regel wird, bei der Mitteilung der Ergebnisse von Geschwindigkeits- und Gefällsmessungen auch Größe und Abstand mehrerer aufeinanderfolgender Querschnitte insbesondere am Anfang und Ende der für die Gefällsermittelung benutzten Strecke anzugeben (außerdem in nicht zu weitem Abstand oberhalb, möglichst aber auch unterhalb der Stelle, wo die Geschwindigkeit gemessen wurde), tunlichst unter Mitteilung der Spiegelhöhe an den betr. Querschnitten, um so die, das sogen. „Reibungsgefälle" ergebende Energielinie feststellen zu können, die allein für die Geschwindigkeitserhaltung maßgebend ist. Solange aber solche Unterlagen fehlen, ist man genötigt, die Messungsergebnisse wegen der ungenügenden Kenntnis des maßgebenden Gefälles mit großer Vorsicht zu verwerten. Diejenigen Ergebnisse, die in einer größeren Zusammenstellung bei besonders schwachem Gefälle verhältnismäßig große Geschwindigkeiten aufweisen und sich dadurch als ausgesprochene Verzögerungsstrecken kennzeichnen, sollten von vornherein ausgeschieden werden, sodann solche, die bei besonders starkem Gefälle verhältnismäßig geringe Geschwindigkeiten aufweisen und sich dadurch als Beschleunigungsstrecken zu erkennen geben. Neben einem jeweiligen Beschleunigungs- oder Verzögerungszustand können auch andere Umstände, wie Krümmungen, Ufervorsprünge, starkes Schwanken des Wasserspiegels, zu geringe Länge der als geeignet erachteten Stromstrecke u. dgl. die richtige Gefällsermittelung erschweren. Darum sollte man sich hüten, Messungsreihen zur Ableitung von Geschwindigkeitsformeln zu benutzen, bei denen die Wassertiefen nicht sehr beträchtlich untereinander verschieden sind und auch die Gefälle nur in solchen Grenzen gegeneinander abweichen, daß demgegenüber die vorhandene Unsicherheit bezüglich der Kenntnis des maßgebenden Gefälles stark ins Gewicht fällt. Die auffallenden Widersprüche zwischen den Gesetzen, die durch die verschiedenen bisher aufgestellten Formeln zum Ausdruck kommen, beruhen auf solchem unzulässigen Vorgehen, bei dem jeweilige zufällige Nebenumstände ausschlaggebende Bedeutung gewinnen. Auch die viel beklagte starke Verschiedenheit in der Größe der sogen. Rauhigkeitsbeiwerte beruht meistenteils lediglich auf der Nichtunterscheidung zwischen gemessenem und maßgebendem Gefälle oder überhaupt auf der Schwierigkeit der richtigen Gefällsermittelung.

Wenn nun auch die von einem bestimmten Fluß mitgeteilten Messungsergebnisse meist aus vorstehend dargelegten Gründen nicht geeignet sind, in sich ein maßgebendes Gesetz zu begründen, so können dieselben doch vielfach mit Vorteil zu Gruppen zusammengefaßt werden, bei welchen sich die auf der mangelnden Kenntnis des maßgebenden Gefälles beruhenden Fehler in gewissem Grade gegenseitig ausgleichen. Das Durchschnittsergebnis einer solchen Gruppe besitzt daher vielfach immerhin eine solche Zuverlässigkeit, daß es mit Vorteil in einer größeren Zusammenstellung von Ergebnissen solcher Art verwertet werden kann, bei denen Wassertiefe und Gefälle ein möglichst weites Größengebiet umfassen. In dieser Weise kann man erreichen, daß die zufälligen Einflüsse hinter dem wirklich gesetzmäßigen genügend zurücktreten. Eine derartige Verwertung der wichtigsten bisher bekanntgegebenen Messungsergebnisse hat nach sehr umfangreichen, hier nicht im einzelnen wiederzugebenden Proberechnungen zu der Formel

$$v = \alpha R^{0,7} J^{0,46}$$

geführt, deren genügende Zuverlässigkeit für sämtliche in der Praxis des Flußbaues vorkommenden Verhältnisse durch nachstehende Zusammenstellung (Tab. S. 488—489) dargetan wird. Dieselbe umfaßt 89 Messungsergebnisse, die zu 25 Gruppen zusammengefaßt sind. Die Gruppenwerte sind nach steigenden Werten von R vom Durchschnittswert 0,24 m bis 20,65 m geordnet. Bei der Auswahl der Messungswerte und der Zusammenfassung zu Gruppen ist neben der Bevorzugung der am zuverlässigsten erscheinenden Ergebnisse besonders auf eine in möglichst regelmäßigen Abstufungen erfolgende Zunahme der verwendeten Durchschnittswerte von R Bedacht genommen. Leider sind die bekanntgegebenen Messungsergebnisse für mittlere Tiefen über 5,50 m nicht zahlreich. Sie könnten vielleicht in dankenswerter Weise gelegentlich durch Mitteilung geeigneter neuerer Messungsergebnisse z. B. seitens der Rheinstrombauverwaltung zu Coblenz ergänzt werden. Doch bringen die hier mitgeteilten Ergebnisse den gesuchten gesetzmäßigen Verlauf schon genügend klar zum Ausdruck, wenigstens in Anbetracht dessen, was man bei dem heutigen Stand der Sachlage erwarten kann. Die zugehörigen Durchschnittsgefälle liegen zwischen 0,0142 oder rund 1 : 70 und 0,0000223 oder 1 : 45000. Es sind dabei in erster Linie die maßgebendsten und am zuverlässigsten erscheinenden der von Ganguillet und Kutter als Unterlage bei Aufstellung ihrer Formel benutzten und von Kutter in dem Buch „Die neuen Formeln für die Bewegung des Wassers" (Wien 1877) mitgeteilten Messungsergebnisse zur Verwendung gekommen, daneben aber zahlreiche neuere, mit vervollkommneten Instrumenten ausgeführte und darum n och zuverlässigere Ergebnisse. Im allgemeinen ist für jede einzelne Messung einer Gruppe zunächst der Wert von α und ebenso von k gesondert ausgerechnet und dann aus diesen einzelnen Werten das arithmetische Mittel als Durchschnittswert der betr. Gruppe eingesetzt. Ähnlich ist bezüglich des Wertes n der Ganguillet-Kutterschen Formel verfahren, soweit nicht das maßgebende n von Ganguillet und Kutter selbst in ihrer Veröffentlichung im Jahrgang 1869 der Zeitschrift des Österr. Ing.- und Architektenvereins S. 53 und 54 mitgeteilt ist. Es ist dann das arithmetische Mittel aus sämtlichen 25 Werten von α, k und n gebildet und die jeweilige Abweichung hiergegen bestimmt. Die Summe der absoluten Werte dieser Abweichungen im Verhältnis zur Summe der genannten 25 Werte ergibt nun für jeden der Beiwerte α, k und n die mittlere oder durchschnittliche Abweichung gegen den Mittelwert, die offenbar einen guten Anhalt für die Beurteilung des Wertes der 3 Formeln in ihrem Verhältnis zueinander ergibt. Diese durchschnittliche Abweichung gegen den betr. Mittelwert (α=26,35; k = 49,23; n = 0,0274) ergibt sich für α zu 4,46 vH, für k zu 18,21 vH, für n zu 6,17 vH. Das Verhältnis ist für α, k und n wie 1 : 4,1 : 1,4.

Ein noch genaueres Urteil erlangt man, wenn man auch die Anzahl der jeweils zu einer Gruppe zusammengefaßten Messungsergebnisse in Rechnung zieht, indem man diese als sogenannte Gewichte bei den einzelnen Durchschnittswerten zur Geltung bringt. Dies ist in einer weiteren Tabelle (S. 490) zum Ausdruck gebracht.

Es sind zunächst die einzelnen Durchschnittswerte der Gruppe mit der Anzahl, die sie umfaßt, vervielfacht und die Gesamtsumme durch die Gesamtzahl 89 der verwendeten Messungen geteilt, wobei sich Gesamtdurchschnittswerte ergaben von α = 26,105; k = 47,772 und n = 0,02765. Die jeweiligen Abweichungen hiergegen sind dann wieder mit der Gruppenanzahl als Gewichte vervielfacht und dann die Gesamtsumme der absoluten Werte durch die zur Mittelbildung benutzte Summe geteilt. Man erhält so als durchschnittliche Abweichung vom Mittelwert für α = 3,91 vH; k = 14,93 vH;

Die Geschwindigkeitsformeln: $v = \alpha R^{0,7} J^{0,46}$, $v = k\sqrt{JR}$ und $v = \left\{ \frac{\frac{1}{n} + 23 + \frac{0,00155}{J}}{1 + \left(23 + \frac{0,00155}{J}\right)\frac{n}{\sqrt{R}}} \right\} \sqrt{RJ}$ für m/sek verglichen

von 25 geeigneten Messungsgruppen,

Quellenangabe	Lfd. Nr.	Die Messung erfolgte durch	Fluß	Ort	Anzahl der Messungen einer Gruppe
Kutter, die neuen Formeln (Wien 77), S. 116	1	La Nicca	Rhein	Rheinwald	3
„ „ „ „ „ S. 116	2	La Nicca	Mösa	Misox	3
„ „ „ „ „ S. 112	3	Dubuat	Canal du Jard	—	4
Jahrb. f. d. Gewk. Nordd., Besondere Mitt. Bd. 1 Nr. 7, S. 15 . .	4	Verw. d. Märk. W.-Str.	ObereHavel	Zaarenschleuse	5
D. Ausbau d. Wes. a. Niederw. v. Muttray u. Soldan, S. 16, Str. IX	5	Weser-Strombauv.	Weser	km 227,4—229,4	1
Zeitschr. d. Österr. Arch.- u. Ing.-V. 1869, S. 57	6	Dubuat	Haine	—	4
wie Nr. 1, S. 112	7	Poirée	Seine	Paris	2
Bestimmung v. Normalprof. f. d. Elbe (Herausgeg. v. d. Elbstrbv., Magdeburg 1885)	8	Elb.-Strombauv.	Elbe	Barby u. Hämerten	7
Bestimmung v. Normalprof. f. d. Elbe (Herausgeg. v. d. Elbstrbv., Magdeburg 1885)	9	Elb.-Strombauv.	Elbe	Mühlberg	5
wie Nr. 1, S. 112	10	Poirée	Seine	Paris	3
wie Nr. 1, S. 112	11	Triel & Meulan	Seine	Poissy	4
Jahrb. f. d. Gewk. Nordd., Bes. Mitt. Bd. 3 Nr. 1, S. 17	12	Preuß. Wasserbauv.	Memel	Splitter	5
wie Nr. 1, S. 98	13	Brünings	Rheinarm	Holland	4
wie Nr. 1, S. 112	14	Leveillé	Saône	Raconnay	7
wie Nr. 1, S. 112	15	Poirée	Seine	Paris	3
wie Nr. 1, S. 112	16	Triel & Meulan	Seine	Poissy	3
wie Nr. 1, S. 98	17	Brünings	Rheinarme	Holland	2
wie Nr. 1, S. 112	18	Poirée	Seine	Paris	3
wie Nr. 12, S. 17	19	Preuß. Wasserbauv.	Memel	Pagulbinnen	5
wie Nr. 1, S. 112	20	Triel & Meulan	Seine	Poissy	2
wie Nr. 12, S. 17	21	Preuß. Wasserbauv.	Memel	Pagulbinnen	6
wie Nr. 1, S. 96	22	Humphreys u. Abbot	Mississippi	Vicksburg	1
wie Nr. 1, S. 96	23	Humphreys u. Abbot	Mississippi	Vicksburg	1
wie Nr. 1, S. 96	24	Humphreys u. Abbot	Mississippi	Vicksburg	1
wie Nr. 1, S. 96	25	Humphreys u. Abbot	Mississippi	Vicksburg, Columbus und Carrollton*)	5
				Sa.	89

*) Die beiden Ergebnisse mit $J = 0,00342\,‰$ und $0,00384\,‰$ mußten wegen des als völlig falsch nachgewiesenen Gefälles ausgeschaltet werden.

durch Bestimmung der verhältnißmäßigen Veränderlichkeit der Werte α, k und n an der Hand der Durchschnittswerte

nach steigenden Werten von R geordnet

v		R		J in ‰		α Durchschnitt der Messungen jeder Größe	Abweichungen gegen den Mittelwert α = 26,347		k Durchschnitt der Messungen jeder Größe	Abweichungen gegen den Mittelwert k = 49,23		n Durchschnitt der Messungen jeder Größe	Abweichungen gegen den Mittelwert n = 0,0274	
von bis	im Durchschnitt	von bis	im Durchschnitt	von bis	im Durchschnitt		−	+		−	+		−	+
0,71 1,84	1,31	0,13 0,37	**0,24**	14,2 14,2	14,2	24,88	1,467		22,0	27,23		0,031		0,0036
1,18 2,31	1,73	0,30 0,47	**0,38**	11,9 11,9	11,9	25,88	0,467		25,5	23,73		0,031		0,0036
0,187 0,326	0,171	0,51 0,79	**0,63**	0,036 0,065	0,046	26,36		0,013	35,9	13,33		0,025	0,0024	
0,223 0,384	0,280	0,96 1,18	**0,98**	0,036 0,070	0,047	27,78		1,433	41,2	8,03		0,026	0,0014	
	0,70		**1,29**		0,278	25,32	1,027		37,0	12,23		0,029		0,0016
0,275 0,730	0,492	1,47 1,78	**1,63**	0,0156 0,0303	0,0226	26,77		0,423	43,3	5,93		0,026	0,0014	
0,638 0,690	0,664	1,73 2,16	**1,95**	0,127 0,133	0,013	25,68	0,667		41,9	7,33		0,028		0,0006
0,818 0,976	0,898	1,90 2,78	**2,29**	0,18 0,27	0,208	25,07	1,277		41,5	7,73		0,029		0,0016
0,585 1,041	0,820	2,02 2,98	**2,45**	0,092 0,141	0,129	27,28		0,933	46,8	2,43		0,026	0,0014	
0,74 1,14	0,97	2,57 3,33	**2,93**	0,135 0,140	0,138	27,00		0,653	47,8	1,43		0,026	0,0014	
0,704 0,720	0,712	2,16 3,79	**2,93**	0,057 0,090	0,0735	27,62		1,273	49,8		0,57	0,026	0,0014	
0,649 0,698	0,670	3,02 3,42	**3,18**	0,034 0,078	0,058	25,90	0,447		49,3		0,07	0,027	0,0004	
1,12 1,47	1,11	2,64 3,81	**3,44**	0,111 0,220	0,167	25,87	0,477		46,8	2,43		0,027	0,0004	
0,488 0,725	0,623	2,72 4,83	**3,80**	0,040 0,040	0,040	25,93	0,417		50,6		1,37	0,028		0,0006
1,16 1,38	1,28	3,71 4,58	**4,24**	0,140 0,140	0,140	27,54		1,193	52,7		3,47	0,025	0,0024	
0,723 0,887	0,800	4,14 4,84	**4,44**	0,050 0,062	0,055	25,42	0,927		51,1		1,87	0,028		0,0006
1,21 1,31	1,26	4,90 5,11	**5,00**	0,115 0,111	0,113	26,72		0,373	53,1		3,87	0,026	0,0014	
1,43 1,46	1,44	4,86 5,60	**5,20**	0,172 0,103	0,135	27,41		1,063	55,1		5,87	0,024	0,0034	
0,900 1,015	0,945	5,10 5,34	**5,23**	0,061 0,088	0,071	24,04	2,307		49,0	0,23		0,030		0,0026
0,945 1,015	0,980	5,14 5,45	**5,30**	0,067 0,075	0,071	24,73	1,617		50,7		1,47	0,029		0,0016
0,971 1,040	1,003	6,24 6,37	**6,31**	0,058 0,070	0,064	23,93	2,417		49,9		0,67	0,031		0,0036
	1,074		**9,50**		0,0223	30,63		4,283	73,0		23,77	0,027	0,0004	
	1,694		**15,89**		0,0304	29,29		2,943	77,2		27,97	0,025	0,0024	
	1,926		**17,48**		0,0481	25,18	1,167		66,4		17,17	0,028		0,0006
1,794 2,121	1,970	19,54 22,09	**20,65**	0,017 0,068	0,0426	26,44		0,093	73,1		23,87	0,029		0,0016
					Sa.	658,67	14,681	14,676	1230,7	112,06	112,01	0,687	0,0202	0,0222

		im Mittel α = 26,347	Mittlere Abweichung in vH = $\frac{100\,(14{,}68+14{,}676)}{658{,}67}$	im Mittel k = 49,23	Mittlere Abweichung in vH = $\frac{100\,(112{,}06+112{,}01)}{1230{,}7}$	im Mittel n = 0,0274	Mittlere Abweichung in vH = $\frac{100\,(0{,}0202+0{,}0222}{0{,}687}$
			= 4,46 vH		= 18,21 vH		= 6,17 vH

Berechnung der Veränderlichkeit der Beiwerte α, k und n unter Benutzung der Anzahl der Messungen jeder Gruppe als sog. Gewichte.

Gruppe Nr.	R im Durchschnitt jeder Gruppe	z Anzahl der Messungen	α im Durchschnitt der Messungen jeder Gruppe	z α	Δα Abweichung vom Mittelwert $\alpha_m = 26{,}105$		z Δα		k im Durchschnitt der Messungen jeder Gruppe	z k	Δk Abweichung vom Mittelwert $k = 47{,}772$		z Δk		n im Durchschnitt der Messungen jeder Gruppe	z n	Δn Abweichung vom Mittelwert $n = 0{,}02765$		z Δn	
					−	+	−	+			−	+	−	+			−	+	−	+
1	0,24	3	24,88	74,64	1,225		3,675		22,0	66,0	25,772		77,316		0,031	0,093		0,00335		0,01005
2	0,38	3	25,88	77,64	0,225		0,675		25,5	76,5	22,272		66,816		0,031	0,093		0,00335		0,01005
3	0,63	4	26,36	105,44		0,255		1,020	35,9	143,6	11,872		47,488		0,025	0,100	0,00265		0,01060	
4	0,98	5	27,78	138,90		1,675		8,375	41,2	206,0	6,572		32,860		0,026	0,130	0,00165		0,00825	
5	1,29	1	25,32	25,32	0,785		0,785		37,0	37,0	10,772		10,772		0,029	0,029		0,00135		0,00135
6	1,63	4	26,77	107,08		0,665		2,660	43,3	173,2	4,472		17,888		0,026	0,104	0,00165		0,00660	
7	1,95	2	25,68	51,36	0,425		0,850		41,9	83,8	5,872		11,744		0,028	0,056		0,00035		0,00070
8	2,29	7	25,07	175,49	1,035		7,245		41,5	290,5	6,272		43,904		0,029	0,203		0,00135		0,00945
9	2,45	5	27,28	136,40		1,175		5,875	46,8	234,0	0,972		4,860		0,026	0,130	0,00165		0,00825	
10	2,93	3	27,00	81,00		0,895		2,685	47,8	143,4		0,028		0,084	0,026	0,078	0,00165		0,00495	
11	2,93	4	27,62	110,48		1,515		6,060	49,8	199,2		2,028		8,112	0,026	0,104	0,00165		0,00660	
12	3,18	5	25,90	129,50	0,205		1,025		49,3	246,5		1,528		7,640	0,027	0,135	0,00065		0,00325	
13	3,44	4	25,87	103,48	0,235		0,940		46,8	187,2	0,972		3,888		0,027	0,108	0,00065		0,00260	
14	3,80	7	25,93	181,51	0,175		1,225		50,6	354,2		2,828		19,796	0,028	0,196		0,00035		0,00245
15	4,24	3	27,54	82,62		1,435		4,305	52,7	158,1		4,928		14,784	0,025	0,075	0,00265		0,00795	
16	4,44	3	25,42	76,26	0,685		2,055		51,1	153,3		3,328		9,984	0,028	0,084		0,00035		0,00105
17	5,00	2	26,72	53,44		0,615		1,230	53,1	106,2		5,328		10,656	0,026	0,052	0,00165		0,00330	
18	5,20	3	27,41	82,23		1,305		3,915	55,1	165,3		7,328		21,984	0,024	0,072	0,00365		0,01095	
19	5,23	5	24,04	120,20	2,065		10,325		49,0	245,0		1,228		6,140	0,030	0,150		0,00235		0,001175
20	5,30	2	24,73	49,46	1,375		2,750		50,7	101,4		2,928		5,856	0,029	0,058		0,00135		0,00270
21	6,31	6	23,93	143,58	2,175		13,050		49,9	299,4		2,128		12,768	0,031	0,186		0,00335		0,02010
22	9,50	1	30,63	30,63		4,525		4,525	73,0	73,0		25,228		25,228	0,027	0,027	0,00065		0,00065	
23	15,89	1	29,29	29,29		3,185		3,185	77,0	77,0		29,228		29,228	0,025	0,025	0,00265		0,00265	
24	17,48	1	25,18	25,18	0,815		0,815		66,4	66,4		18,628		18,628	0,028	0,028		0,00035		0,00035
25	20,65	5	26,44	132,20		0,335		1,675	73,1	365,5		25,328		126,640	0,029	0,145		0,00135		0,00675
	Sa.	89		2323,33			45,415	45,510		4251,7			317,536	317,528		2,461			0,07660	0,07675

$\frac{2323{,}33}{89} = \alpha_m = 26{,}105$

$\frac{45{,}415 + 45{,}510}{2323{,}33} =$ mittlere Abweichung der α $= 3{,}91$ vH

$\frac{4251{,}7}{89} = k_m = 47{,}772$

$\frac{317{,}536 + 317{,}528}{4251{,}7} =$ mittlere Abweichung der k $= 14{,}93$ vH

$\frac{2{,}461}{89} = n_m = 0{,}02765$

$\frac{0{,}07660 + 0{,}07675}{2{,}461} =$ mittlere Abweichung der n $= 6{,}23$ vH

$n = 6{,}23$ vH oder im Verhältnis zueinander für $\alpha : k : n$ wie $1 : 3{,}82 : 1{,}59$. Bezüglich der n-Werte ist zu beachten, daß nur für $R = 1{,}0$ die Geschwindigkeiten v sich im gleichen Verhältnis wie die n-Werte ändern; für $R < 1{,}0$ ändern sie sich stärker, für $R > 1{,}0$ schwächer als n, besonders bei schwachen Gefällen. Eine eingehende Berechnung hat ergeben, daß mit Rücksicht hierauf für die vorliegende Zusammenstellung als mittlere Abweichung der Ergebnisse bei der Ganguillet-Kutterschen Formel statt 6,23 vH nur 5,55 vH in Anrechnung zu bringen ist, um einen richtigen Vergleich zu erhalten. Bei Festhaltung der errechneten Mittelwerte für α, k und n würden die 3 Formeln also Geschwindigkeiten ergeben, die gegen die gemessenen Werte im Mittel abweichen bei der Formel mit dem Beiwert: α um 3,91 vH, k um 14,93 vH, n um 5,55 vH. Die durchschnittlichen Fehler verhalten sich also im Mittel bei α, k und n wie $1 : 3{,}82 : 1{,}42$. Der Güte- oder Zuverlässigkeitsgrad steht im umgekehrten Verhältnis also wie $3{,}82 : 1 : 2{,}69$. Die Formel $v = \alpha R^{0{,}7} J^{0{,}46}$ rescheint also rund 4 mal zuverlässiger als die Formel $v = k\sqrt{RJ}$ und um 42 vH zuverlässiger als die Ganguillet-Kuttersche Formel, die sie aber vor allem noch durch ihre große Einfachheit und Klarheit und bequeme Handhabung bei der Lösung der verschiedensten Aufgaben (u. a. auch z. B. bei Stauermittelungen u. dergl.) übertrifft. Gerade die Undurchsichtigkeit des zum Ausdruck gebrachten Gesetzes ist ein großer Nachteil der komplizierten Form der Ganguillet-Kutterschen Formel, woraut an anderer Stelle noch näher eingegangen werden soll.

(Schluß folgt.)

DER WETTBEWERB FÜR ENTWÜRFE ZU EINER VERBINDUNG ÜBER DEN LIMFJORD ZWISCHEN AALBORG UND NÖRRESUNDBY IN DÄNEMARK.

Vom Geheimen Baurat Schaper, Berlin.

(Fortsetzung von Seite 463.)

8. „Ingenieurästhetik."

Verfasser: A. G. Conrad Zschokke, Döttingen, S. A. Conrad Zschokke, Genf, unter Mitwirkung von: Herrn Professor Ingenieur E. Meyer, Zürich, A. G. Escher Wyß & Cie., Zürich und Herrn Architekten H. Kuhn, Zürich.

Die neue Verbindung, eine Brücke mit eisernem Überbau, ist gegen die bestehende Pontonbrücke auf der Aalborger Seite 120 m nach der Eisenbahnbrücke zu und auf der Seite von Nörresundby um 6 m nach der entgegengesetzten Richtung verschoben worden. Bei dieser Lage, die fast rechtwinklig zur Stromrichtung ist, ergibt sich eine Brückenlänge von 410 m zwischen den Uferlinien und für die Strompfeiler keine größere Tiefe des tragfähigen Baugrundes als — 30 m unter M. W. In der Mitte des Brückenzuges liegt in gleicher Stromlinie mit dem Durchlaß der Eisenbahnbrücke die 30 m weite Öffnung mit dem beweglichen Überbau, der als zweiflügelige Klappbrücke geplant ist. Die zu beiden Seiten der Klappbrücke verbleibenden Räume werden von gleichen Überbauten überbrückt (Abb. 48 u. 49). Sie besitzen über der Fahrbahn liegende, über zwei Öffnungen durchlaufende Fachwerkträger mit je 92,25 m Stützweite. Die Hauptträger der Nachbaröffnungen sind durch eine Hängekette verbunden, die in der Mitte der Träger am Obergurt anschließt und sich über dem Mittelpfeiler auf einen eisernen Pylon stützt. Auf beiden Uferseiten schließt sich an die Landpfeiler der großen Überbauten je eine Öffnung mit 15 m lichter Weite an, welche durch vollwandige, unter der Fahrbahn liegende Hauptträger überbrückt wird. Diese Öffnungen gestatten später die Durchführung der Hafengleise. Zunächst sollen zur Ersparnis an Kosten für die anschließenden Dämme die Brückenenden in tiefer Lage angeordnet werden und erst später, wenn sich das Bedürfnis zur Durchführung der Hafengleise dringend bemerkbar macht, um 4 m gehoben werden.

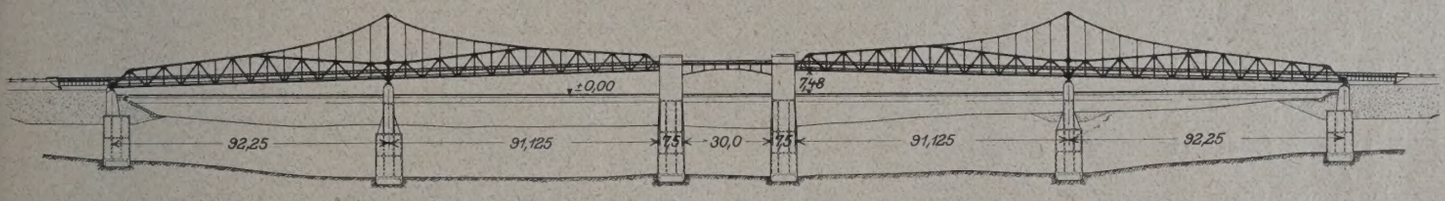


Abb. 48. Übersicht der Brücke.

Die beiden die Klappbrücke begrenzenden Pfeiler besitzen nur geringe Aufbauten, welche den Übergang von den hochliegenden Hauptträgern der festen Brücke zu den unter der Fahrbahn angeordneten Hauptträgern der Klappbrücke vermitteln.

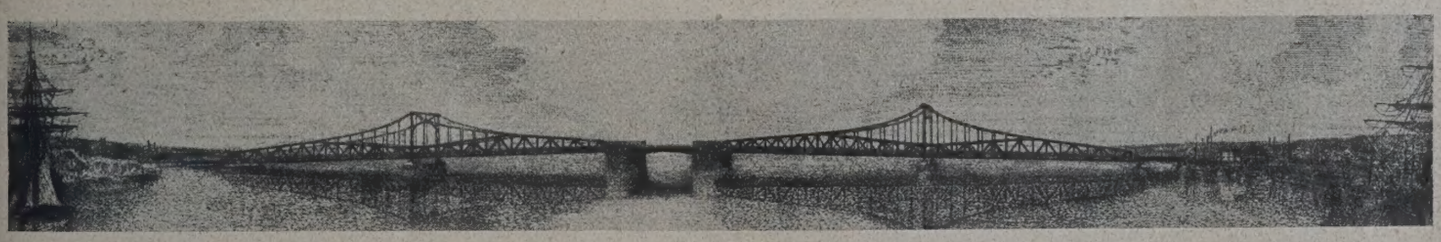


Abb. 49. Ansicht der Brücke.

Die Pfeiler sollen nach dem Vorbilde beim Bau der Eisenbahnbrücke zunächst ohne Druckluft nach dem Senkbrunnenverfahren und erst in größeren Tiefen mit Druckluft gegründet werden.

Die Hauptträger der festen Überbauten sind als über zwei Öffnungen durchlaufende Träger zweifach statisch unbestimmt. Die Überbauten sollen aber so montiert werden, daß das Eisengewicht der Hauptträger, Querträger, zweier Längsträgerstränge und des Windverbandes in statisch be-

stimmter Weise von zwei einfachen Balkenträgern aufgenommen wird. Zu dem Zwecke werden der Obergurtstab über dem Mittelpfeiler und die Kette zunächst noch nicht beiderseitig angeschlossen. Im weiteren Verlaufe soll dann die Kette angeschlossen werden, wodurch das System einfach statisch unbestimmt wird. In diesem Zustande sollen die Endlager, die um 15,5 cm überhöht montiert sind, um dieses Maß gesenkt werden, um die Kette künstlich anzuspannen. Nachdem dann der Obergurtstab über dem Mittelpfeiler noch angeschlossen ist, sollen die übrigen Längsträger und die Fahrbahn eingebaut werden. Für diese ständigen Lasten und die Verkehrslasten tritt das zweifach statisch unbestimmte System in Wirkung. Dieser Vorgang bei den Aufstellungsarbeiten soll ungünstige Montagezufälligkeiten nach Möglichkeit ausschließen und das künstliche Anspannen der Kette soll eine Baustoffersparnis bringen. Nach genauen Gewichtsermittelungen der Verfasser verhält sich das Gewicht eines durchlaufenden Trägers ohne Kette zu dem Gewichte einfacher Balken zu dem Gewichte der vorgeschlagenen Trägerart wie 100 : 117 : 102.

Die festen Überbauten der einzelnen Öffnungen sollen auf festen Gerüsten am Ufer zusammengebaut und dann eingeschwommen werden. Die Klappen der Klappbrücke sollen im aufgerichteten Zustande aufgestellt werden.

Die Hauptträger liegen außerhalb der Gehwege. Der Abstand ihrer Mitten beträgt 15,56 m (Abb. 50). Es ist nur ein Windverband in der Ebene der Untergurte vorgesehen. Zur Erzielung großer Quersteifigkeit der oberen Gurtungen sind die Querträger und die Hauptträgerpfosten durch ausgerundete Ecken als geschlossene, oben offene Halbrahmen ausgebildet.

Die Fahrbahndecke der festen Überbauten besteht aus Kleinsteinpflaster, das unter Vermittelung einer dünnen Sandschicht von einer Eisenbetonplatte getragen wird. Letztere stützt sich auf die Obergurte der vollwandigen Längsträger, erhält in Abständen von 11,5 m Schwindfugen und wird durch eine Isolierschicht aus Asphaltfilz und eine darüber liegende Schutzschicht aus Beton gegen den Eintritt von Wasser geschützt.

Die baulichen Einzelheiten der Hauptträger sind ausgezeichnet durchgearbeitet. Die Abb. 51 zeigt die außerordentlich sachgemäß ausgebildeten Endknotenpunkte der Hauptträger. Am ersten Obergurtknotenpunkt sind Endstrebe und Obergurt in sanfter Krümmung ineinander übergeführt, die Knotenbleche durchdringen die Kopfplatten, besondere Winkeleisen verbinden die Kopfplatten mit den überschießenden Teilen der Knotenbleche. Am Auflagerknotenpunkt ist die Kopfplatte der Endstrebe geschlitzt, auf die Knotenbleche hinaufgeführt und durch besondere innere und äußere Winkeleisen angeschlossen. An den Eintrittsstellen der einzelnen zweiteiligen Stäbe in die Knotenpunkte sind die beiden Wandungen der letzteren durch parallel zu den Stabachsen angeordnete Querschotten miteinander verbunden, um die aus den exzentrischen Anschlüssen der einzelnen Stabteile herrührenden ungünstigen Beanspruchungen unschädlich zu machen.

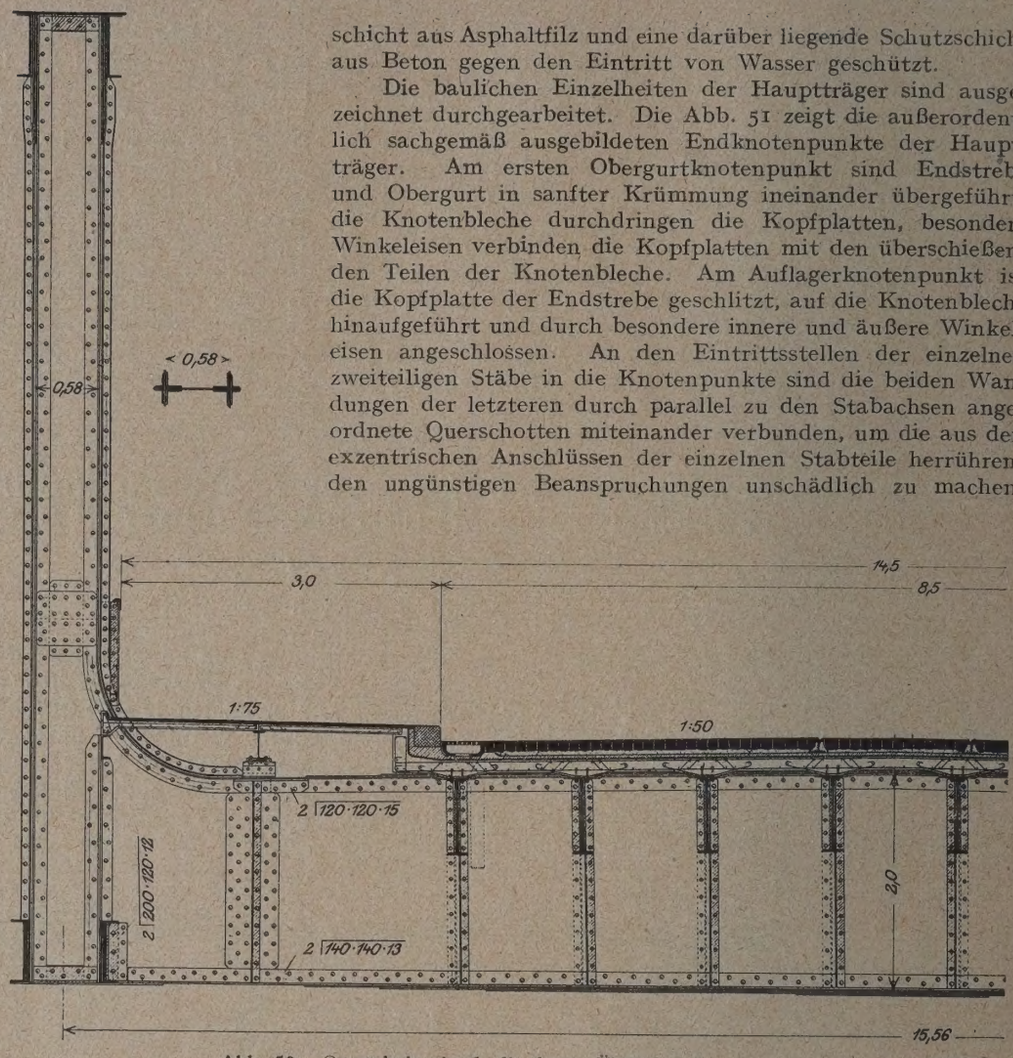


Abb. 50. Querschnitt durch die festen Überbauten.

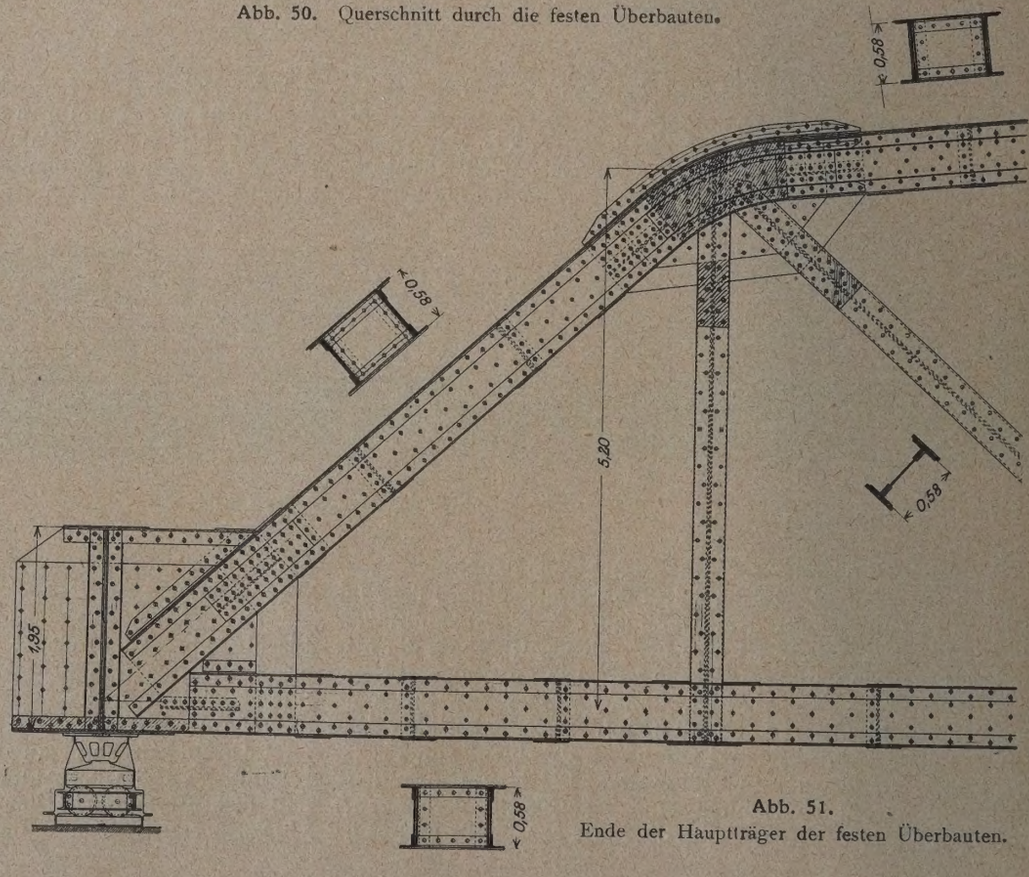


Abb. 51.
Ende der Hauptträger der festen Überbauten.

Die festen Lager der festen Überbauten liegen auf den Mittelpfeilern, die Lager auf den Land- und Klappbrückenpfeilern sind beweglich (Abb. 51).

Der bewegliche Überbau ist eine zweiflügelige Klappbrücke mit festen Drehachsen. Von den fein durchdachten Einzelheiten der Klappbrücke kann wegen des Mangels an Platz leider nur eine erörtert werden. Die Drehachsen der Klappen werden im geschlossenen Zustande der Brücke ganz entlastet und erhalten daher keine Beanspruchung durch die Betriebslasten. Dies wird dadurch erreicht, daß die Drehachsen, die auf seitlich der Hauptträger liegenden gußeisernen Böcken ruhen, in den Drehlagern der Hauptträger mit exzentrischen Aufdrehungen versehen sind. Außerhalb dieser Böcke sind Zahnradsegmente fest mit der Drehachse verbunden. Werden nun diese mit den zu ihrer Bewegung dienenden Ritzeln angetrieben, so heben sich beim Öffnen der Brücke die Hauptträger durch die exzentrischen Aufdrehungen zunächst den Lagern, auf die sich die Hauptträger mit kurzen seitlichen Konsolen stützen, ab. Erst nach einer Drehung von 25^0 faßt ein fest mit de rDrehachse verbundener Mitnehmerarm unter einen Querträger der Klappe und nimmt diese mit. Beim Schließen der Brücke werden umgekehrt bei den letzten 25^0 der Drehbewegung die geschlossenen Klappen auf die Lager abgesetzt und dadurch die Drehachsen vollständig entlastet.

Wie schon oben erwähnt wurde, sollen die Pfeiler zunächst ohne Druckluft im Senkbrunnenverfahren und in größeren Tiefen mit Druckluft niedergebracht werden. Die größte Tiefe, in welcher die Sohle den tragfähigen Baugrund erreicht, beträgt 30 m unter M. W. Die zulässige Pressung des Baugrundes in dieser Tiefe ist mit 7 kg/qcm angenommen. Dem gewählten Gründungsverfahren hat der Bau der alten Eisenbahnbrücke als Vorbild gedient. Die Schwierigkeiten, die sich bei der Gründung der Pfeiler der Eisenbahnbrücke

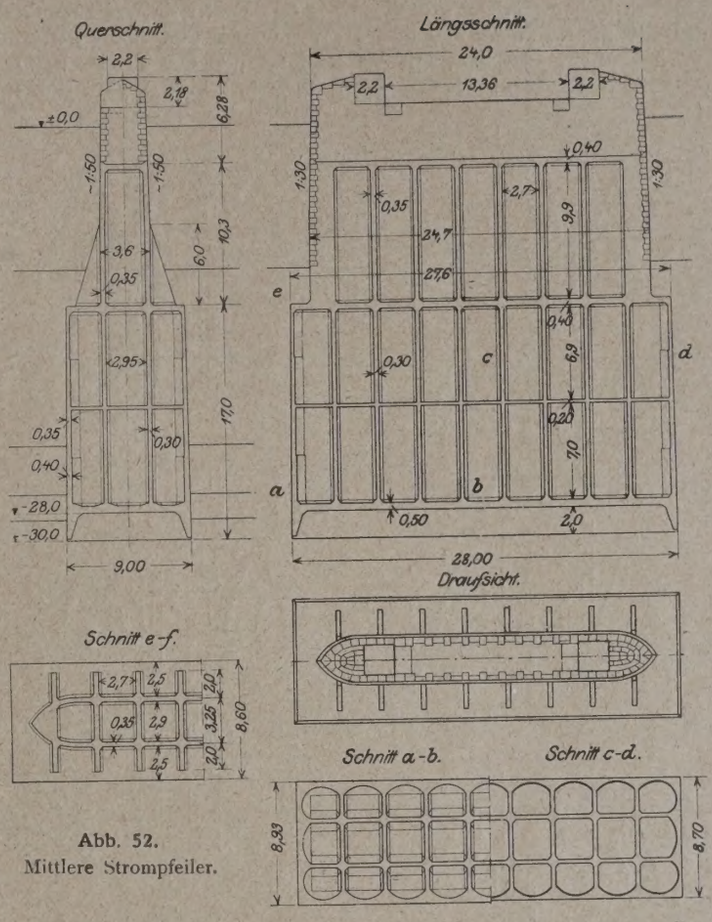
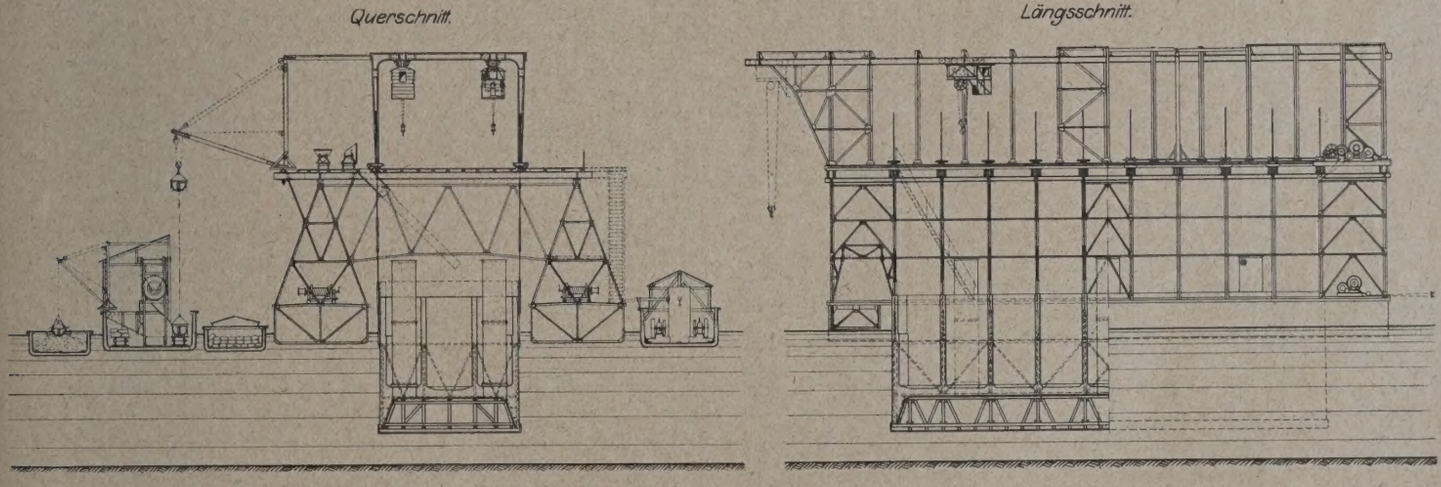
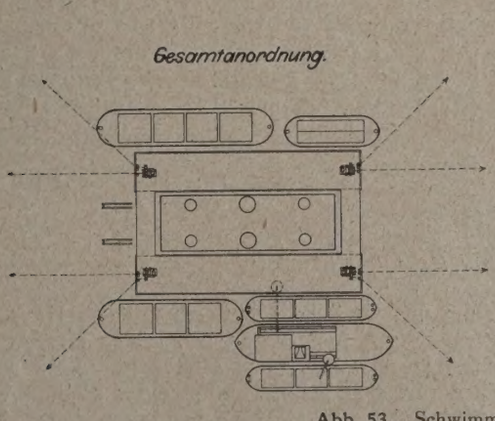


Abb. 52.
Mittlere Strompfeiler.





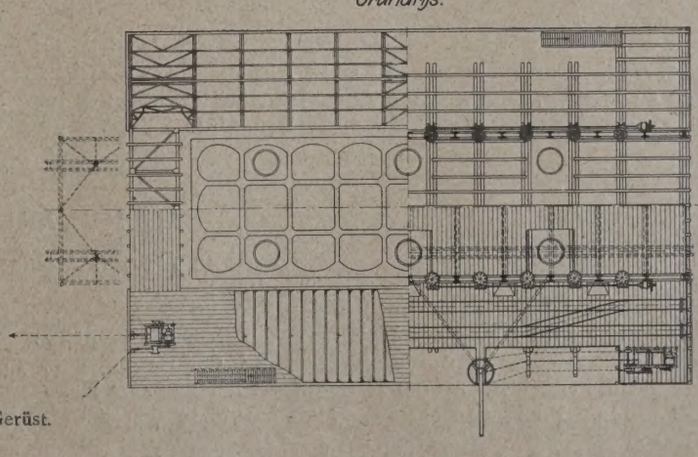


Abb. 53. Schwimmendes Gerüst.

ergeben haben, führen die Verfasser mit Recht darauf zurück, daß die Pfeiler zu schmal und schwer waren und nicht genug Vorkehrungen besaßen, um ein Schiefstellen der Pfeiler beim Absenken zu verhindern. Diese Schwierigkeiten sollen da-

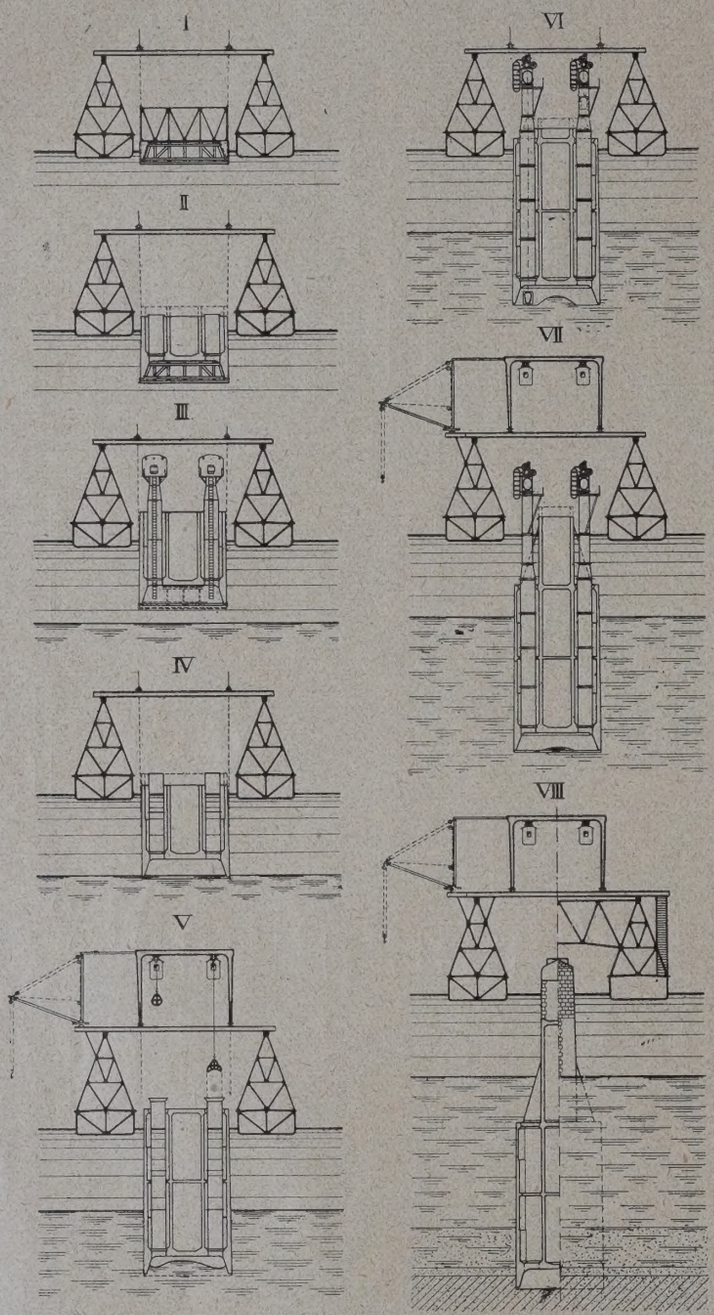


Abb. 54. Versenken der Pfeiler.

durch vermieden werden, daß man die Pfeiler möglichst leicht macht, Vorkehrungen trifft, um beim Absenken das Gewicht regeln zu können, eine größere Anzahl Schächte vorsieht, um beim ersten Absenkungszustand ohne Druckluft jederzeit an verschiedenen Stellen den Boden nach Bedarf ausheben zu können, und schließlich die Pfeiler genügend breit anordnet, um sie mit Sicherheit gerade zu führen.

Die eigentlichen Senkkästen sind für alle Pfeiler 28 m lang, 9 m breit und 17 m hoch (Abb. 52). Der Arbeitsraum ist 2 m hoch. Der Senkkasten ist ein eisenbewehrter, zellenförmiger Betonhohlkörper. Die Hohlräume, die nach vollendeter Gründung nur mit Wasser gefüllt werden, machen den Pfeiler billig und leicht; während des Versenkens kann durch Füllen einzelner Zellen in einfachster Weise das Gewicht des Pfeilers geregelt werden. Bei den beiden mittleren Strompfeilern (Abb. 52) ist der Pfeilerschaft in einer Höhe von 10,3 m ebenfalls als zellenförmiger Hohlkörper mit 2 Längs- und 8 Querwänden ausgebildet. Die Querwände sind zur Erzielung größerer Standsicherheit rippenförmig nach außen verlängert. Im oberen Teil von — 2,50 m an ist der Pfeiler voll ausgebildet und mit Granitquadern verkleidet.

Der Senkkasten ist zur Aufnahme der Kräfte im ersten Versenkungszustande mit regelrecht aus Profileisen gebildeten Fachwerkrahmen versehen (Abb. 53 u. 54 I). Im übrigen ist er als regelrechter Eisenbetonkörper ausgestaltet. Er wird im hängenden Zustande von einem schwimmenden Gerüst aus hergestellt. Um das Gerüst durch den Senkkasten schon im ersten Bauzustande möglichst wenig zu belasten, wird die Sohle des Senkkastens durch einen wasserdichten Holzboden abgeschlossen (Abb. 53 u. 54 I u. II). Wenn die Sohle des Senkkastens auf — 6,90 m abgesenkt ist, werden die Druckluft-einrichtungen eingebaut, Druckluft eingelassen und der Holzboden entfernt (Abb. 54 III). Die Luftschleusen werden darauf wieder entfernt und der Senkkasten wird weiter bis auf die Schlammschicht abgesenkt und dann vom Gerüst abgehängt (Abb. 54 IV). Das Schwimmgerüst dient nun im weiteren Verlaufe des Absenkens als Arbeitsgerüst. Der Schlammboden wird dann ohne Druckluft mit Greifbaggern durch die 2,70 m weiten Schachtrohre, von denen im ganzen sechs in den äußeren Zellen des Senkkastens (Abb. 53) vorgesehen sind, ausgehoben. Die Greifbagger werden von zwei elektrisch angetriebenen Laufkatzen bedient, welche auf Längsträgern, die an Portalrahmen befestigt sind, laufen (Abb. 53 u. 54). Der Beton wird von einer auf einem Prahm stehenden Betonmischmaschine hergestellt, von einem Derrickkran auf die Arbeitsbühne gehoben und auf Rutschen zur Verwendungsstelle befördert. Es ist angenommen, daß erst bei einer Tiefe von — 16,00 m das Druckluftverfahren einsetzen muß (Abb. 54 VI u. VII). Die Kompressorenanlage ist auf einem Schiff neben dem Schwimmgerüst untergebracht.

Das Urteil des Preisgerichts spricht sich lobend über die Durcharbeitung des ganzen Entwurfes aus, hat aber Zweifel hinsichtlich des guten Aussehens der Brücke und hält die Abmessungen der Pfeiler für zu groß und daher für unwirtschaftlich. Dem lobenden Teil dieses Urteils können wir uns aus voller Überzeugung anschließen. Der Entwurf ist vorzüglich durchdacht und ausgearbeitet; er zeugt von sehr reifem Können und großen Erfahrungen. Dem tadelnden Teile des Urteiles möchten wir nicht folgen. Das Aussehen der Brücke ist recht befriedigend, wie die perspektivische Ansicht (Abb. 49) zeigt. Die Abmessungen der Pfeiler sind durch Überlegung und Rechnung so eingehend und überzeugend begründet, daß uns ihre Richtigkeit nachgewiesen erscheint. (Fortsetzung folgt.)

BAULICH-AKUSTISCHES.

Von Prof. Stürzenacker, Karlsruhe.

Frühere Jahre führten mich in den Neubau einer Kunstgewerbeschule; im Keller der Heizraum, daneben der Kohlenraum; beide verbunden durch ein Gleis an der Betondecke, auf welchem je nach Bedarf der Kohleneimer beladen zum Heizkessel hin- oder leer zurückfuhr. Man klagte in den Schulräumen über das Geräusch, das sich auf das Haus übertrage, wenn der Behälter auf Reisen sei, da es eine empfindliche Störung des Unterrichts, auch eine Schädigung zarter Menschennerven mit sich bringe. — In einer kleineren Krankenanstalt, in der doch volle Ruhe herrschen sollte, beschwerte

man sich darüber, daß die Schritte der Personen, die auf dem Gang — Eisenbetondecke mit Linoleumbelag — gingen, allzu deutlich in den darunter gelegenen Geschossen hörbar seien. In einem Doppelwohnhaus mit einer mittleren Trennmauer aus Backstein von 25 cm Stärke fühlten die beiden Wohnparteien sich durch die Deutlichkeit der gegenseitigen Unterhaltung und der sonstigen Störungen, die das menschliche Leben mit sich bringt, belästigt. Die Elektromotore eines Orgelgebläses in einem Konzertsaal waren so sehr hörbar, daß sie zeitweise den Genuß an der Musik empfindlich trübten; ein kleiner Theatersaal in der Nähe von Berchtesgaden, den ich bei unbesetztem Haus kritisch beging, um ihn zu besehen und zu behören, auch nach der Seite der Akustik zu beurteilen, zeigte im allgemeinen keine Erscheinung besonderer Natur; nur in der Nähe der Hauptmittelachse des Saales verstärkte sich das Geräusch der Schritte und der Laut der Stimmen stark zu unangenehmem Nachhall. — Ein vor etwa einem Jahrzehnt neu erbautes Schauspielhaus in Dresden zeichnete sich nach eigener an Ort und Stelle gemachter Erfahrung an manchen Stellen durch geringe Klarheit im Hören aus; der Verlauf eines Abends und das Anhören einer Vorstellung konnte damit zur Qual werden; inzwischen ist es dort besser geworden. — Manche Vortragssäle tragen buntfarbigen Deckenschmuck, in Tücher- oder Fahnenform, den wohl manche als feinsinnige Ausschmückung des Raumes auffassen werden, der in Wirklichkeit aber raumakustische Zwecke zu erfüllen hat. Der Trocadero in Paris war 30 Jahre lang bis in das erste Jahrzehnt des 20. Jahrhunderts seiner schlechten Akustik wegen berühmt und das Schmerzenskind seiner Erbauer.

Bei dem ersten Teil dieser Beispiele handelt es sich um die Folgeerscheinungen und Wirkung von zufällig entstehenden Geräuschen infolge von Mängeln der baulichen Anlage, die bei besserer Erfassung der Aufgabe entweder hätten vermieden, oder deren Wirkung wenigstens auf ein erträgliches Maß hätte gemindert werden können; im zweiten Teil um die Klangwirkung harmonisch wohlgesetzter Laute oder Töne, sei es der menschlichen Sprache, des Vortrags, des Gesanges oder der Musik allgemein, die je nach ihrer Wirkung einen vollen Genuß beim Hörer auslösen oder aber ihm zur Qual werden kann. Auch mit dem Fortschreiten der technischen Entwicklung erwachsen Gefahren, denn technische Neuheiten mögen mitunter große Vorteile nach einer Richtung in sich bergen, was sie aber an Nachteilen in akustischer Hinsicht in sich tragen, merken der Erbauer und sein Auftraggeber erst dann, wenn die Fehler selbst sie davon überzeugen, dann ist es meist zu spät; anderseits gibt die Entwicklung der Technik aber auch die Möglichkeit, wissenschaftlich und praktisch begründete akustische Gefahren eben durch sie von vornherein zu beheben. Selbst bekannte Architekten glaubten lange Zeit gerade dieser Seite der Bauaufgaben ihre Aufmerksamkeit nicht in dem Maße schenken zu sollen, die sie nach der Bedeutung der Frage verdient; der Grund liegt darin, daß Architekten nicht häufig in die Lage kommen, bei der Lösung von Bauaufgaben auch den Geboten der Schallübertragung oder Akustik Rechnung tragen zu müssen, der tiefere und ernstere aber darin, daß man mit aus diesem Grunde in Deutschland leider auch noch nicht allgemein den Weg gefunden hat, in Technischen Hochschulen solche Fragen zu behandeln, obwohl diese ebenso gut mitberufen sind, dem Architekten das Rüstzeug für das praktische Leben mitzugeben wie solche der Technik, des Geldes und der Wirtschaftlichkeit. In den meisten der oben erwähnten Fälle wäre es ein leichtes gewesen, die später aufgetretenen Schäden von vornherein zu vermeiden, wenn der Architekt auch in dieser Richtung Verantwortlichkeit in sich gefühlt hätte und sich durch praktische oder theoretische Belehrung, auch durch Beratung mit Sachverständigen auf diesem Gebiet ein sicheres Rüstzeug verschafft hätte. Vielleicht tragen diese Zeilen dazu bei, noch nachzuholen für spätere Jahrzehnte, was bisher noch nicht geschah. Der Erbauer der auf Klangwirkung gestimmten Räume hat seine Aufgabe jedenfalls dann nicht vollkommen gelöst, wenn er in der Schaffung von Musik- oder Vortragssälen lediglich eine Aufgabe sah, bei der er die Augen des Besuchers zufrieden stellen wollte, dabei aber ganz übersah, daß der innere Zweck des Saales doch ein anderer sei, nämlich der, Stimmung beim Besucher in jeder Hinsicht auszulösen und dem Hörer form- und klangvollendete Rede oder Musik zuzuführen. Dem Dilettanten als Musikliebhaber wird es genügen, wenn er die Musiker sieht, und wenn er die Musik möglichst vollrauschend hört; der wahre Musikliebhaber wird aber in vielen Fällen die Augen schließen und nur das auf sich wirken lassen, was er im Saale selbst sucht, das Edle und Klare der Musik; die räumliche Umgebung und Wirkung geht für ihn unter.

Hier soll nun weniger die Frage der Beseitigung der lästigen Wirkung von Geräuschen, soweit solche durch Menschen, durch Maschinen oder andere Einwirkungen entstehen, behandelt werden, vielmehr nur die Frage schlechter Klangwirkung an sich wohlgesetzter Worte oder Töne in Form von Rede, Gesang oder Musik, die sich entweder in dem Gefühl völligen Unbefriedigtseins oder einer geistigen Anstrengung äußert, sei es, daß man Töne und Worte, die dem Ohr zugetragen werden, nicht oder nur in solcher Weise versteht, die den vollen Genuß des Dargebotenen erschwert. Selbst beste Baumeister mußten Klagen in dieser Hinsicht häufig über sich ergehen lassen und mußten manchmal mit ansehen, wie ihrer Hände Werk verändert und ihnen in der Zukunft nicht mehr volles Vertrauen entgegengebracht wurde; ihre Werke wurden manchmal durch andere auch in ihrer äußeren Wirkung, um in akustischer Hinsicht wenigstens einigermaßen zu genügen, so sehr verändert und entwertet, daß sie sich darüber nicht mehr freuen konnten.

Das neue Kurhaus in Baden-Baden mit großem und kleinem Konzert- und Theatersaal, die den verschiedensten Zwecken, in erster Linie Konzert, Vortrag, Schauspiel und Oper dienen sollen, stellte den Erbauer vor die ernste Frage, welchen Geboten der Akustik er hier Rechnung zu tragen habe und in welcher Weise. Erkundigungen an verschiedenen Stellen, bei denen das Problem der Akustik in neuerer Zeit eine besondere Rolle gespielt hatte, wurden darum eingezogen, so über die Stadtkirche in Schorndorf, die Markuskirche in Stuttgart, die evangelische Kirche in Wiener Neustadt, die Reinoldikirche in Dortmund und das neue Gewandhaus in Leipzig. Es mag zunächst von Interesse sein, aus den zugegangenen Schreiben das Wesentlichste zu erfahren.

Die Stadtkirche in Schorndorf besitzt einen ungewöhnlich hohen und tiefen Chorraum mit großen kahlen Flächen. Bei der Stärke, womit solche Mauerflächen den Schall zurückwerfen, und bei dem großen Wegunterschied der direkten und reflektierten Schallwellen, zwei Umstände, durch deren Zusammentreffen die Entstehung störenden Nachhalls außerordentlich begünstigt wird, bestanden von vornherein gegen die Aufstellung der Orgel im Chor schwere Bedenken, die auch durch angestellte Proben vollauf bestätigt wurden; es war zu befürchten, daß bei Anwendung einer sonst üblichen Bauweise die Töne der Orgel ineinander verschwimmen und jede Klarheit und Deutlichkeit verloren gehe. Die Erfahrungen der Stuttgarter Markuskirche hatten gezeigt, daß in diesem mächtigen Raum mit seinem für die Akustik so sehr gefährlichen Tonnengewölbe keinerlei störender Nachhall entstand. Dieses Ergebnis ließ sich erklären durch die Anwendung eines Überzugs aus Korkstücken über die Decke, der dann auch in Schorndorf zur Anwendung kam und die darauf gesetzten Erwartungen vollständig erfüllte. Die Akustik in dieser Kirche ist nicht nur bei vollbesetzter, sondern auch bei leerer Kirche einwandfrei, von störendem Nachhall ist keine Spur wahrzunehmen, selbst schnelle Passagen der Orgel kommen vollständig klar zum Ausdruck, ohne daß dabei der Ton stumpf oder matt klänge. Zur Anwendung gekommen war in diesem Fall ein Korkstücküberzug der Architekten Dollmetsch und Schuster in Stuttgart, ein mosaikartiges Einfügen von Korkstücken in den Putzgrund, der diesem eine für das Auge rauhe, für das Ohr aber weiche Oberfläche gab. In der Wiener-Neu-

stadt-Kirche wurde der gleiche Korküberzug „Auris" verwendet, ebenfalls mit bestem Erfolg. Hier bestand ursprünglich ein aus Monier hergestelltes Tonnengewölbe, bei welchem mit Sicherheit anzunehmen war, daß es die Akustik wesentlich beeinträchtige. Tonne und Altarraum wurden mit dem Korkschrott verschiedener Größe überzogen, auf diesen der Farbton aufgespritzt. Die Hörsamkeit der Kirche ist eine vorzügliche. In der Reinoldikirche in Dortmund war das Gewölbe hoch gebaut und aus dünnem Rabitzbeton hergestellt, der vermöge seiner Konstruktion einen guten, den Schall zurückwerfenden Resonanzboden darstellt; die akustischen Verhältnisse waren die denkbar schlechtesten. In der Mitte der Kirche, wo der Wegunterschied zwischen direkten und mittelbaren Schallwellen auf dem Umweg über die Decke am größten war, war am wenigsten zu verstehen. Das natürlich entstehende Echo machte jedes klare Erfassen von Rede oder Musik unmöglich, in den äußersten Ecken der 1200 Sitze umfassenden Kirche war es etwas besser, wenn auch nicht viel. Die Kirche stand mehr oder weniger wertlos da und konnte nur dann ihrem Zweck einigermaßen entsprechen, wenn sie voll gefüllt war. Auch hier kam „Auris"-Belag zur Anwendung mit dem Ergebnis, daß an jeder Stelle das ganz leise, ohne jede Anstrengung gesprochene Wort vorzüglich zu verstehen war. Es gibt keinen Platz, an dem sich ein Zuhörer über schlechte Hörsamkeit beklagen könnte oder beklagt hätte. Der Präsident eines Männergesangvereins in Hessen spricht über seinen Konzertraum sich folgendermaßen aus:

„Die Hauptwände unseres Konzertsaales sind mit Verputz verkleidet, auf dem sich Leimfarbenanstrich befindet. Eine Verwendung von Stoffen ist nur an der hinteren Querseite des Saales dem Konzertpodium gegenüber vor der Decke der Rücklogensitze in Form einer Stoffdraperie angebracht, um starken Nachhall zu vermeiden, was sich gut bewährt hat." Gropius und Schmieden haben auch bei dem neuen Gewandhaussaal in Leipzig die dem Orchester gegenüber liegende Wand möglichst durchbrochen und mit sehr rauhen Stoffen bekleidet, ebenso auch die Seitenlogen mit dicken Vorhängen behängt.

Ein Schulbeispiel ganz besonderer Art ist der Trocadero-Saal in Paris. 1878 von den Architekten Davioud und Bourdain gebaut und mehr als 30 Jahre ein Schmerzenskind der Erbauer und derer, die darin Musik genießen sollten. Die Erbauer hatten sich alle erdenkliche Mühe gegeben, den Teil des Saales, von dem die Musik ausging, nach rein physikalisch-mathematischen Grundsätzen als Muschel derart auszubilden, daß an ihr die Töne des Wortes oder der Musik abprallen und dann in den Raum eindringen, daß also möglichst starke Strahlenbündel in den Raum eindringen, also möglichst kräftige Musik entstehe. In diesem Raum Musik zu genießen war eine Qual, 30 Jahre lang hat man sich mit dem Übel abgefunden, endlich aber mußte Abhilfe geschaffen werden. Der Vorsitzende Nénot und ein feiner Pariser Musiker, Lion, machten sich ans Werk und studierten unter Zuhilfenahme aller nur erdenklichen Mittel den Saal auf sein Grundübel. Auf das Einzelne einzugehen würde zu weit führen; das Endergebnis war, daß sie ein Zuviel an Schallwellen fanden, unmittelbar dem Hörer zugehende und mittelbare, in der Muschel oder an anderen Stellen gebrochene und zurückgeworfene; bei 8 m Unterschied der reflektierten Strahlen den unmittelbaren Strahlen gegenüber fanden sie keine Störung, bis zu einem gewissen Grade sogar eine bessere Klangwirkung bei einem Umweg von 25—30 m, dagegen war die Musik „impossible". Das war 1904; die Versuche sind in mehrfacher Hinsicht auch schon wegen der angewandten Mittel interessant; man verwendete Schallkabinen, gut ausgepolstert, man teilte den Boden des Orchesterpodiums und auch jenen der Zuhörerhalle in bestimmte Einheitsflächen ein, benutzte die feinen Ohren guter Musiker zu Versuchen, die mehr als ein Jahr währten, ließ auch bei der großen Höhe der Schallmuschel kleine Luftballons steigen, um bestimmte Stellen der Decke zu kennzeichnen und kam mit Hilfe all dieser Mittel schließlich zu dem Ergebnis, daß die Klangwirkung der ganzen Halle eine recht gute werden könne, wenn man das wieder preisgäbe, was die Erbauer im Interesse der Schallverstärkung seinerzeit erstrebt hatten, den Reflex der Schallmuschel; man verkleidete sie deshalb mit Stoff, vernichtete damit die auf sie fallenden Strahlen im wesentlichen, schaltete also indirekte Strahlen von da aus und schuf aus dem 30 Jahre lang unerträglichen Konzertsaal einen in der Klangwirkung guten.

Von besonderem Interesse ist in diesem Zusammenhang die Betonung des Bauwerkes, das sich während der Zeit seines Bestehens den Ruhm vollkommenster Akustik erworben hat, und das auch heute noch, nachdem es seit vierzig Jahren abgebrochen ist, als Beispiel vorzüglicher Akustik gerühmt wird: das alte Gewandhaus in Leipzig, erbaut von dem Baumeister Johann Friedrich Dauthe, 1781 zum Baudirektor des Rats der Stadt Leipzig berufen, einem der besten Vertreter des Zopfstils in Leipzig. Der Bau ist auf merkwürdige Weise zustande gekommen, und es mag ihm gegenüber die Vermutung berechtigt sein, daß der Erbauer selbst sich über die Grundsätze vollkommenster Klangwirkung bei dem Umbau des Bauwerks nicht ganz klar war, daß er vielmehr allein durch die Verhältnisse gezwungen war, so zu bauen; anderseits hat auch die Vermutung viel für sich, daß gerade bei diesem Bauwerk Erbauer und Bauherr sich des Rates von Fachleuten bedienten, die das Wesen der Akustik bis zu einem gewissen Grade beherrschten. Bürgermeister Müller wünschte die Konzerte der Hillerschen Musikgesellschaft in einem würdigeren Raum als dem Apellischen Hause am Markte und trug Dauthe auf, sich darüber zu äußern, ob sich dafür im alten Zeughaus, „da wo zuvor die Ratsbibliothek gewesen sei", ein Konzertraum schaffen lasse. Dauthe berichtet am 10. Mai 1780 u. a. das Folgende: „Nachdem mir aufgetragen ist zu untersuchen, ob auf dem alten Bibliothekgebäude ein geräumiger Saal ohne Gefahr könne erbaut werden, so habe ich selbiges in Augenschein genommen und hierbei ersehen, daß ein solcher von 40 Ellen Länge, 20 Ellen Breite und 12 Ellen Höhe ohne Nachteil dieses Gebäudes in das 3. Geschoß auf einem bisher ungenutzten Platz könne erbaut werden. Um nun bequem auf ihn zu kommen, könnte man nach der neuen Bibliothektreppe eine Tür herausbrechen und sich dieser Treppe bedienen; damit aber die Wände dieses Saales das Gebäude nicht so belasten, so wäre mein ohnmaßgeblicher Vorschlag, statt sie auszubauen, selbige nur mit Brettern zu verschlagen und des Winters wegen zu berohren." Der Vorschlag wurde genehmigt, die Bauveränderung ausgeführt; am 25. November 1781 war das erste Gewandhauskonzert. Der Saal verdankt seine unvergleichliche Klangschönheit dem Umstand, den Dauthe selbst in seinem „pro memoria" erwähnt, außerdem aber auch seiner Form, einer großen, länglich runden Holzschachtel, die gleichsam in das Gebäude hineingesetzt erscheint. Der Baustoff war im wesentlichen Holz, das an den Umfassungen beiderseits eine Bretterverschalung erhielt; der Fußboden war getragen durch zwei weiter darunter gelegene Fußböden, die in geringer Entfernung voneinander standen und unter sich durch Balkenstempel verbunden, versteift oder gestützt waren. Decke und Wand bildeten so gewissermaßen den Resonanzboden, der bei tönender Musik nicht ganz so unbeweglich blieb wie ein homogenes massives Mauerwerk, sondern mit in Schwingung geriet. Was an Glanz, Reinheit und Ruhe der Musik später aus diesem Saal hervorging, war eine Folge der glänzenden Wirkung, aber auch der Persönlichkeit jener Meister, die dort regierten: Mendelssohn, Schumann und Schubert. 1884 trat an die Stelle des alten Gewandhauses das neue von Gropius und Schmieden, das in seiner Gesamtform an das alte anschloß und sich ebenfalls durch eine recht gute Akustik auszeichnet.

Was wollen alle diese Beispiele, die weiter nicht erschöpft werden sollen, besagen? Zunächst, daß die Auffassung der Allgemeinheit, daß gute Akustik ein Spiel des Zufalls sei, und daß deshalb der Erbauer von Konzertsälen sich um wissenschaftliche Gebote dieser Materie nicht zu kümmern habe, durchaus unbegründet ist, weiter, daß für die Akustik eines Saales seine

Größe, seine Form, seine Wandflächen und seine Materialien von Bedeutung sind. Deutlich hörbar ist das Wort des Menschen oder der Ton eines Instruments bis zu einer Entfernung von etwa 30—35 m; undeutlich hörbar oder unklar aber auch innerhalb dieser Grenze schon dann, wenn die unmittelbar zum Hörer gelangenden Strahlen der Töne, Silben oder Worte sich mischen mit solchen, die nicht unmittelbar, sondern auf einem Umweg an sein Ohr gelangen, sei es, daß sie an der Decke, an den Wänden oder an der Rückwand gebrochen werden und in mathematisch-physikalisch festliegendem Winkel weiterlaufen; je größer der Umweg, desto später werden diese mittelbaren Strahlen den unmittelbaren gegenüber zum Hörer gelangen und desto mehr wird sich eine klanglich gute und vollendete Musik oder das gesprochene Wort infolge dieses Nachhalls zu Unklarem, zu einem Nachhall, zu einem Echo und damit zu einer Qual gestalten, die den Genuß des Hörers ganz empfindlich trübt. Je rascher der Mensch spricht, desto stärker wird das Unheil sein, weil sich dann eine Mehrheit von Strahlen verschiedenster Art und Länge miteinander mischt; darum die Forderung, daß auch Redner, Sänger, Vortragende sich dem Saal in Stärke, Eile und Redefluß anzupassen haben. Die im Trocadero veranstalteten Versuche ergaben, daß ein Umweg der mittelbaren Strahlen bei 8—10 m auf den Hörer nicht unangenehm wirken, daß er im Gegenteil dazu beitragen kann, die Musik oder die gesprochenen Worte in sich klanglich besser zu Ganzem abzurunden, also eine Stetigkeit in Ton oder Redefluß zu erzielen, die als wohltuend angesehen werden kann. Je stärker dieses Maß überschritten wird, desto unklarer wird der Ton, bis er bei einem Umweg von 20—30 m ungenießbar oder qualvoll klingt.

Besondere Gefahren drohen Sälen durch weitgespannte in Bogenform gewölbte Decken, an denen sich nach mathematischen Grundsätzen die Strahlen brechen. Die Gesamtheit der Strahlen vereinigt sich in der Nähe des Fußbodens auf einem Zylindermantel, dessen Längsachse in gleicher Richtung mit der Längsachse des Saales liegt. Die mittleren Plätze solcher Säle sind darum mit äußerster Vorsicht zu genießen, wenn nicht in ausgiebigem Maße dem Übel von vornherein begegnet ist. In hohem Maße bedenklich kann auch die Rückwand eines Saales sein, wenn sie geschlossen und in Baustoffen so glatt gehalten ist, daß die dort auffallenden Strahlen wieder zurückgeworfen werden, in den Saal, auf die Empore oder an andere Stellen dringen; je weiter sie dann nach vorn in den Saal und zu dem Hörer gelangen, desto mehr vermögen sie dessen Unbehagen zu erregen, weil die unmittelbar anfallenden Strahlen den Nachhallstrahlen gegenüber einen mitunter bis zu 70% kürzeren Weg zurücklegen.

Welche Mittel besitzt die Technik, der Architekt, um seine Säle räumlich frei gestalten, die Musik aber nach Belieben in ihrem Weg und in ihrer Wirkung beeinflussen zu können? Er vermag von vornherein dem Saal eine auf seine Klangwirkung abgestimmte Form zu geben; er kann verzichten auf gewölbte Decken, auf glatte Wände, auf glatte Rückseiten u. a. m; er verfügt, wenn er das nicht will, über eine Reihe von Baustoffen, die ihn in den Stand setzen, bei beliebig gewählter Saalform den Tonstrahlen ihren Weg zu weisen, sie zu strecken, aufzusaugen oder zu vernichten, auch die Wände des Saales samt Decke selbst je nach der Art der Konstruktion in Bewegung zu setzen. Je weniger stark der Schall zurückgeworfen werden soll, desto poröser muß im allgemeinen das Material sein. Stoff, Stofflagen, Lehm, Putz und Marmor geben ungefähr die Reihenfolge der Stärke an, in welcher Schallstrahlen, die das Material treffen, von diesem zurückgeworfen werden. Lehm kommt den Anforderungen der Akustik deshalb recht gut nach, weil er an der Oberfläche absorbiert und, was allerdings nicht unter allen Umständen erwünscht ist, nicht leicht in Schwingung gerät. Harter Putz dämpft kaum, dagegen um so stärker, je mehr ihm Gips, Kieselguhr, Kalkmehl, Sägemehl und feine Korkabfälle beigemischt werden. Zwei neue Baustoffe, die Schall stark absorbieren, den Reflex also hindern, sind „Auris" und „Echophag", Auris, eine Erfindung der Architekten Dollmetsch und Schuster in Stuttgart, bestehend im wesentlichen aus Korkstücken etwa von Flaschenpfropfergröße, die je nach der Wirkung des Raumes in mehr oder weniger großen Stücken dem Putz eingelegt sind; die Echophag-Wandbekleidung aus Rahmen aus weichem Holz, deren Vorder- und Rückseiten mit weichen, rauhen Baumwollstoffen überspannt sind; zwischen beiden Stofflächen sind etwa 30 Dämpfungsflächen angebracht, ebenfalls aus Stoff. Die in Frage kommenden Wandflächen werden in einzelne Teile zerlegt, die 3—4 qm groß sein können, die Echophagwand wird nach den Formen dieser Teilflächen angepaßt.

Der Architekt besitzt in solchen Materialien Geheimmittel, mit denen er nicht nur den Schallwellen ihren Weg weisen und damit Klarheit und Ton beeinflussen kann, sondern mit denen er auch Klangcharakter zu erzeugen vermag, je nachdem solche Stoffe oder Wandflächen im ganzen Saal in Schwingung mitgeraten, mit denen er aber, richtig verwendet, Raumcharakter schaffen und Raumstimmung für das Auge erzeugen kann. Sache des Architekten muß es darum sein, in Verbindung mit feinen Kennern der Musik und Akustik dem Raum solche Form und Ausbildung zu geben, daß damit das Maximum an Schönheit, Behaglichkeit und Klangvollendung erreicht wird.

Ein lehrreiches Beispiel in dieser Hinsicht war für den Verfasser der Konzertsaal des neugebauten Kurhauses in Baden-Baden. Bei der Beurteilung der akustischen Verhältnisse des großen Konzertsaales war vor allen Dingen die gewölbte Decke zu beachten; sie bestand aus Längs- und Querrippen von 37 cm Breite und zwischen diesen eingeschlossen 7—8 cm tiefen Kasten. Das Gewölbe gab Anlaß zu sehr ernsten Bedenken, denn der an verschiedenen Stellen des Podiums erzeugte Schall wurde, rein mathematisch betrachtet, von den Stirnflächen der Rippen und der quadratisch vertieften Flächen zurückgeworfen und es entstanden dadurch Brennlinien, in denen der zurückgeworfene Schall viel stärker hörbar sein konnte, als der auf geradem Wege fortgepflanzte. Für die Plätze der vorderen Saalhälfte hatte der an der Decke zurückgeworfene Schall gegenüber dem geradlinig fortgepflanzten einen Gangunterschied von 15—25 m, aus dem ein unangenehmes starkes Echo entstehen mußte; für die Plätze der hinteren Saalhälfte war der Gangunterschied geringer, so daß das Echo nur etwa $^1/_{25}$ bis $^1/_{50}$ Sekunde nach dem unmittelbaren Schall wahrzunehmen war, also nicht mehr in auffälliger Weise störte. Dafür mußte sich aber an diesen Plätzen eine andere Störung bemerkbar machen. Die bezeichneten Brennlinien lagen auf einem Zylindermantel, der dieselbe Achse besitzt wie das Deckengewölbe und etwa 1½ m Halbmesser hat. Die Mantellinie dieses Zylinders verlief über den Köpfen der Zuhörer, aber nahe diesen in freiem Luftraum; die entstellende Wirkung konnte groß genug sein, um für die Zuhörer im Erdgeschoß noch bemerklich zu sein. Für die Plätze der hinteren Saalhälfte bestand die Wirkung in einer großen Schallverstärkung, die gerade nicht unwillkommen sein konnte, wenn sie nicht eine musikalische Verzerrung bedeutet hätte. Die von den Instrumenten der linken Seite des Podiums erzeugten Tonlinien gingen über auf die rechte Seite der Saalhälfte und umgekehrt; war das Orchester nicht ganz gleichmäßig aufgestellt, also so, daß links die Instrumente nicht genau so verteilt waren wie rechts, so mußte an bestimmten Stellen eine hörbare Verstärkung einiger weniger Instrumente hörbar sein, also eine vom Komponisten jedenfalls nicht gewollte Verzerrung eintreten. Aus diesen Gründen war dafür zu sorgen, daß der rückfallende Schallstrahl des ganzen Deckengewölbes in seiner Wirkung möglichst aufgehoben wurde. Dies konnte durch die Umkleidung der Deckenfläche mit stark dämpfenden Mitteln erreicht werden. Auch die längs abgestuften zwischen beiden Seiten des Tonnengewölbes liegenden ebenen Deckenstreifen mußten in gleicher Weise abgedämpft werden. In beiden Fällen wurden gepreßte Korkplatten für die Ausführung gewählt in einer Stärke von etwa 5 cm, die dann einen dem Raum auch sonst angepaßten Anstrich erhielten, zum großen Teil auch vergoldet wurden. Die Gesamtheit der horizontalen und gewölbten

Deckenflächen besteht somit aus Kork. Sollte eine voll befriedigende Schallwirkung erzielt werden, so mußten auch die Wandflächen teils gut abgedämpft, teils mit bewegten Profilen bedeckt werden; glatter Putz, Mörtel, Stuck oder Marmorflächen waren zu vermeiden. Für sämtliche Galeriebrüstungen wurde ein dicker Plüsch gewählt, der durch Stoffapplikation nach genauen Aufzeichnungen belebt wurde.

Die guten Erfolge, die sich dann auch in der Tat durchaus bewährten, erwuchsen aus gemeinsamem Gedankenaustausch zwischen dem musikakustischen Institut der Technischen Hochschule in Dresden und dem Verfasser, dem Erbauer des Hauses.

Und nun das Endergebnis der Betrachtungen, die nur ein oberflächliches Bild der Bedeutung der Frage geben, diese aber keineswegs erschöpfen konnten:

1. Man sage sich los von dem Gedanken, daß gute Akustik lediglich ein Ergebnis des Zufalls sei und daß darum die Beschäftigung mit raumakustischen Problemen nur graue Theorie bedeute.

2. Die raum-akustischen Ziele früherer Zeit erstrebten in der Hauptsache die Verstärkung des Schalles; die Raumakustik der neueren Zeit pflegt dagegen in der Hauptsache die Reinheit und den Wohlklang des Tones.

3. Die Gegenwart besitzt in den Baustoffen eine Reihe geeigneter Mittel, mit Hilfe derer sie nach bestimmten Grundsätzen die Akustik eines Raumes günstig zu beeinflussen vermag.

4. Man schaffe, wo sie noch nicht bestehen, akustische Institute, die selbständig oder im Anschluß an andere Lehrzweige die Frage der Akustik behandeln. Die Kosten hierfür werden vermutlich in keinem Verhältnis stehen zu jenen, welche alljährlich im Interesse der Verbesserung mißratener Räume aufgewendet werden müssen.

5. Bei Ausführung von Bauten, die raumakustische Aufgaben zu erfüllen haben, setze man sich beizeiten mit einem anerkannten Sachverständigen dieses Sondergebietes in Verbindung und prüfe die Frage in der Theorie, ebenso aber auch in der Wirklichkeit an guten und schlechten Beispielen.

BEOBACHTUNGEN ÜBER DEN EINFLUSS DER GRÖSSE DER BELASTUNGSFLÄCHE AUF DIE WIDERSTANDSFÄHIGKEIT VON BAUHOLZ GEGEN DRUCKBELASTUNG QUER ZUR FASER.

(Mitteilung aus der Materialprüfungsanstalt der Technischen Hochschule Stuttgart.)

Von Otto Graf.

Über den Einfluß der Größe der Druckbelastungsfläche eines prismatischen Körpers auf die zulässige Belastung desselben liegen schon seit 1876 zuverlässige Mitteilungen vor, insoweit es sich um Steine handelt[1]). Für Holz fehlen solche. Da dieses Material in neuerer Zeit weit mehr als früher zu großen Bauten verwendet wird, so dürften die folgenden Mitteilungen von weitergehendem Interesse sein[2]).

1. Die Belastung trifft die ganze Stirnfläche eines Prismas. Einem Balken aus Fichtenholz wurde das Prisma nach Abb. 1 entnommen und nach sorgfältiger Bearbeitung der Druckprobe unterworfen. Die Belastung geschah allmählich in Stufen von höchstens 250 kg und wirkte auf jeder Stufe mindestens 1 Minute. Bei jeder Stufe ist die Höhe des Prismas gemessen worden.

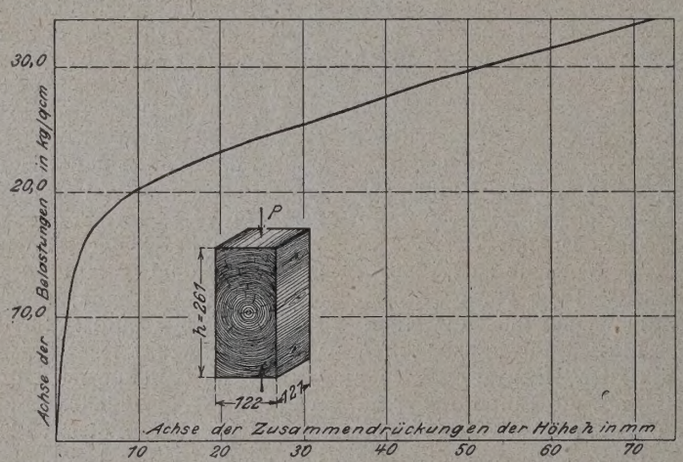


Abb. 1.

Die Ergebnisse der Messungen finden sich in Abb. 1 zeichnerisch dargestellt. Die Verkürzung betrug

unter k = 10,1 kg/qcm 1,35 mm, d. i. $\frac{1,35}{261} \cdot 100 = 0,5$ vH der ursprünglichen Höhe,

unter k = 15,2 kg/qcm 3,02 mm, d. i. 1,2 vH der ursprünglichen Höhe,

unter k = 20,3 kg/qcm 10,07 mm, d. i. 3,9 vH der ursprünglichen Höhe,

unter k = 30,1 kg/qcm 52,4 mm, d. i. 20 vH der ursprünglichen Höhe.

Nach k = rd. 20 kg/qcm sind die Zusammendrückungen sehr rasch gewachsen.

Die Abb. 2 bis 5 zeigen das Verhalten des Prismas mit steigender Last.

2. Die Belastung trifft nur einen Teil der oberen Fläche eines Holzbalkens. Größe der Belastungsfläche wie bei Ziffer 1. Der Balken, von dem das Prisma

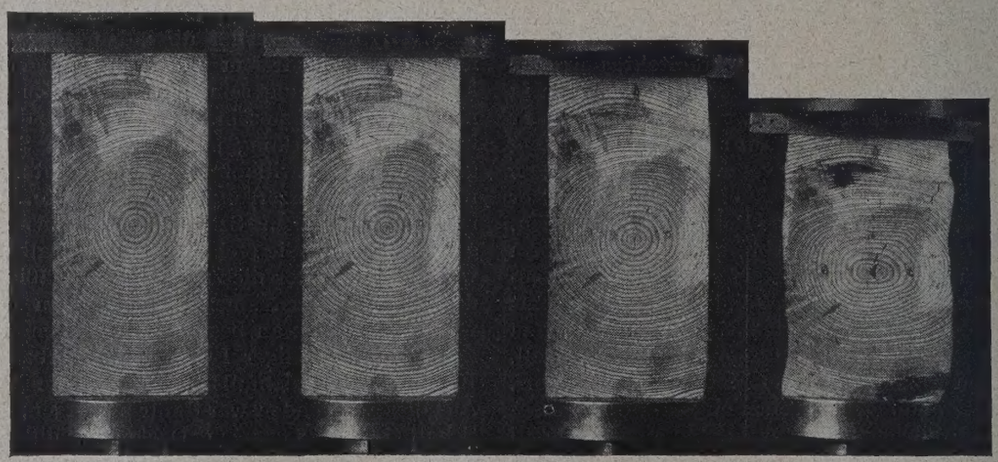


Abb. 2.	Abb. 3.	Abb. 4.	Abb. 5.
Zusammendrückung: 0	15,2 kg/qcm	22,3 kg/qcm	31,8 kg/qcm.
Belastung: 0	3,02 mm	16,71 mm	61,9 mm.

[1]) Näheres siehe C. Bach, Elastizität und Festigkeit, § 13, Ziffer 2a und 2b. — Auch von Betonquadern ist der Einfluß der Größe der Belastungsfläche durch Versuche verfolgt worden. Hierüber wird ein ausführlicher Bericht in Heft 232 der Forschungsarbeiten auf dem Gebiete des Ingenieurwesens, herausgegeben vom Verein deutscher Ingenieure, erscheinen.

[2]) An der Durchführung der Versuche war Herr Ingenieur Brenner wesentlich beteiligt.

nach Abb. 1 stammt, ist in Abb. 6 dargestellt. Dieser Balken wurde nun unter Beibehaltung der Größe der Druckfläche denselben Belastungen unterworfen wie das Prisma; auch sind die Änderungen der Höhe h, Abb. 6, verfolgt worden.

Die Ergebnisse der Messungen finden sich in dem stark ausgezogenen Linienzug der Abb. 7 zeichnerisch dargestellt. Zum Vergleich sind in dem gestrichelten Linienzug die Feststellungen am Prisma Abb. 1 wiederholt eingetragen. Die beiden Linienzüge lassen zunächst erkennen, daß bei gleicher Größe der oberen Druckfläche die Zusammendrückungen der Höhe h des Balkens bedeutend kleiner geblieben sind als die Zusammendrückungen des Prismas. Hieraus folgt, daß das neben der Belastungsfläche gelegene Material des Balkens in weitgehendem Maße zur Kraftübertragung herangezogen worden ist. Die Abb. 8 bis 10 führen dies ebenfalls anschaulich vor.

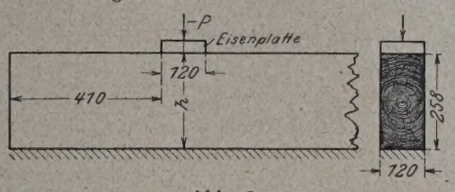


Abb. 6.

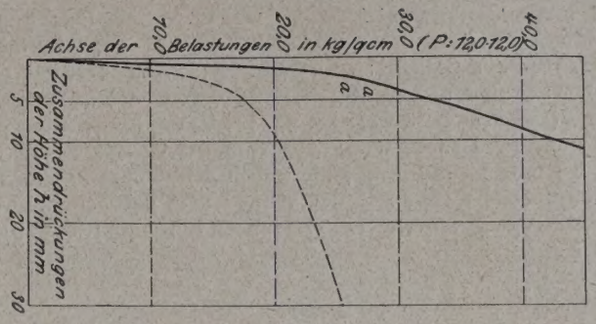


Abb. 7.

Im ganzen deuten die aus Abb. 9 bis 13 ersichtlichen Vorgänge an, daß die Widerstandsfähigkeit von Holzbalken gegen Druckbelastung quer zu den Fasern in hohem Maße von der Breite der Belastungsfläche abhängig sein muß. Je schmäler die Belastungsfläche unter sonst gleichen Verhältnissen gewählt wird, um so mehr wird die Anteilnahme des neben der Belastungsfläche gelegenen Materials hervortreten.

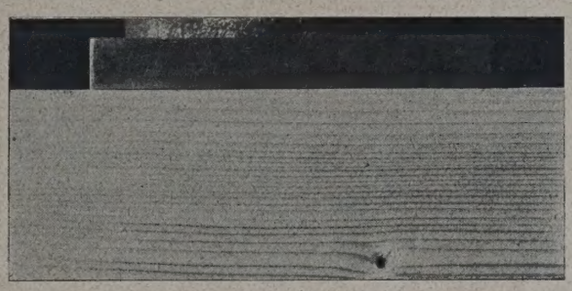


Abb. 8.
Zustand der Seitenfläche bei Beginn des Versuchs.

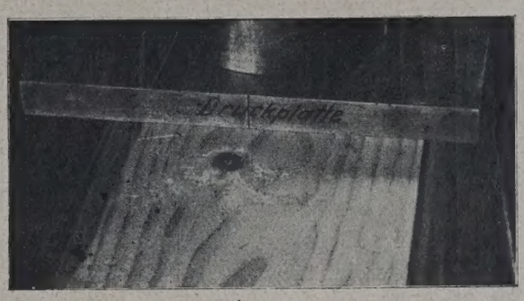


Abb. 11.
Zustand der oberen Fläche bei Beginn des Versuchs.

Der stark ausgezogene Linienzug in Abb. 7 weist bei a, a eine deutlich ausgeprägte Krümmung auf. Hierzu ist hervorzuheben, daß unter k = 26 kg/qcm an der oberen Fläche des Balkens nahe der Druckplatte feine Risse im Frühholz bemerkt wurden, die sich mit steigender Last vermehrten und verstärkten, schließlich auch in tiefer gelegenen Fasern auftraten, vgl. Abb. 11 bis 13 sowie Abb. 9 und 10. Im Spätholz

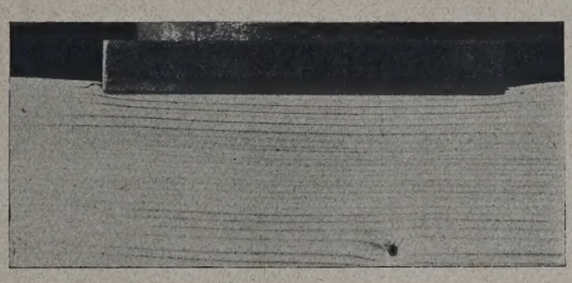


Abb. 9.
Zustand der Seitenfläche unter P : f = 29,5 kg/qcm.

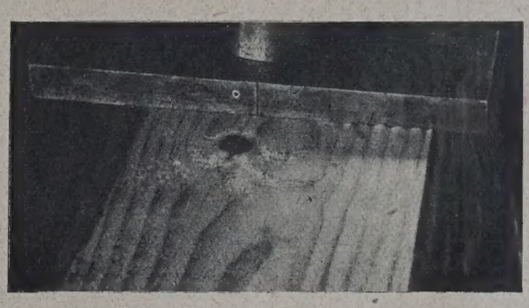


Abb. 12.
Zustand der oberen Fläche unter P : f = 29,5 kg/qcm.

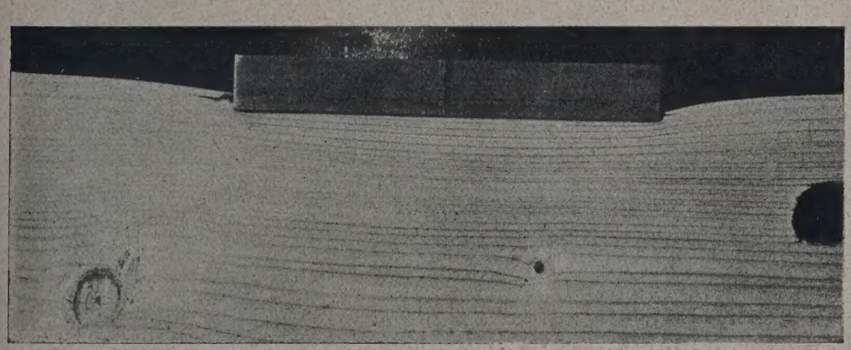


Abb. 10.
Zustand der Seitenfläche unter P : f = 45,1 kg/qcm.

Abb. 13.
Zustand der oberen Fläche unter P : f = 45,1 kg/qcm.

waren auch nach Steigerung der Belastung auf k = 45,1 kg/qcm noch keine Risse wahrzunehmen [3]).

[3]) Über die größere Zugfestigkeit des Spätholzes vgl. R. Baumann, Technische Berichte, herausgegeben von der Flugzeugmeisterei der Inspektion der Fliegertruppen, Band III, Heft 4, S. 97 u. f.

3. Abhängigkeit der Widerstandsfähigkeit von der Breite der Belastungsfläche. Ein 4 m langer Balken

aus Fichtenholz wurde an verschiedenen Stellen quer zur Stammachse der Belastung unterworfen. Querschnittsabmessungen des Balkens: 18.18 cm. Beschaffenheit der Druckflächen: sauber und eben gehobelt. Breite der oberen Druckfläche (Belastungsfläche): 14, 55, 79, 120 und 180 mm. Breite der unteren Druckfläche: 350 mm. Druckplatten wie bei Ziffer 1 und 2 aus Eisen, genau eben gehobelt; die Kanten der Druckplatten waren mit der Feile leicht gebrochen. Druckfestigkeit des Holzes (Druckrichtung parallel zur Stamm-

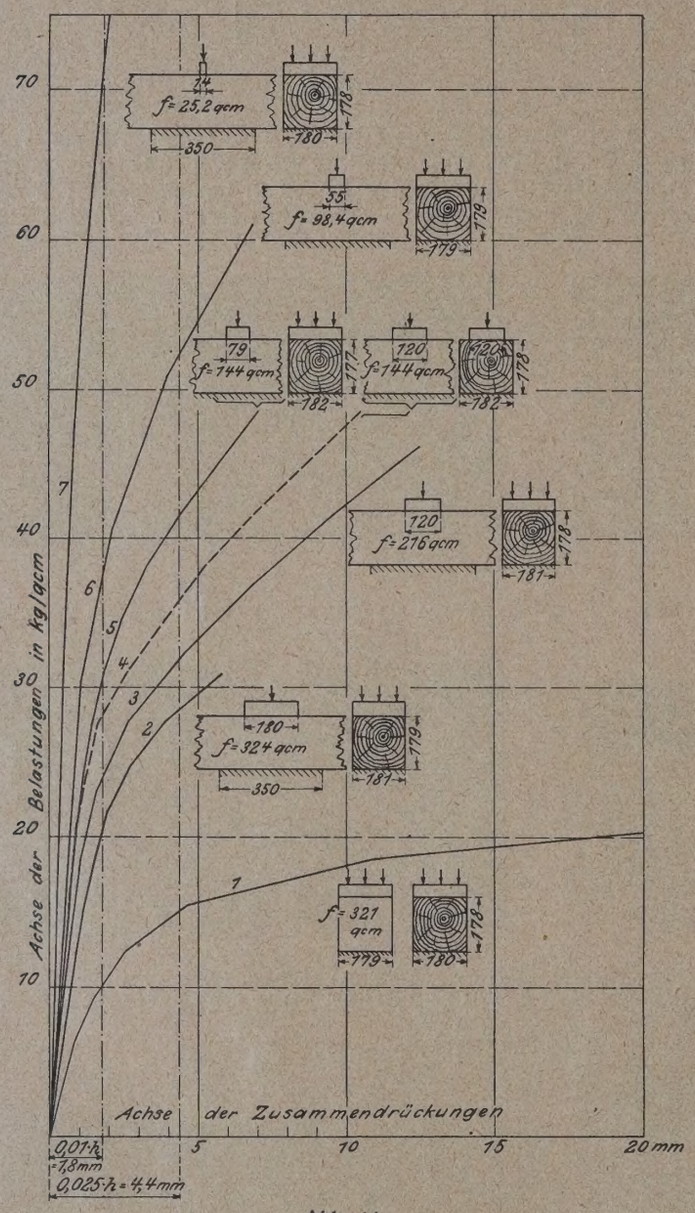


Abb. 14.

Dieser Einfluß der Breite der Druckfläche tritt noch deutlicher hervor, wenn die Belastungen k = P : f ermittelt werden, welche die Höhe h zwischen den Druckplatten um einen bestimmten Betrag, z. B. 1 vH und 2,5 vH, vermindert haben. Die strichpunktierten senkrechten Linien links in Abb. 14 bestimmen diese Belastungen auf den einzelnen Linienzügen; sie sind in Abb. 15 in Beziehung zur Breite der Lastfläche dargestellt. Hiernach betrug die Pressung auf die Bela-

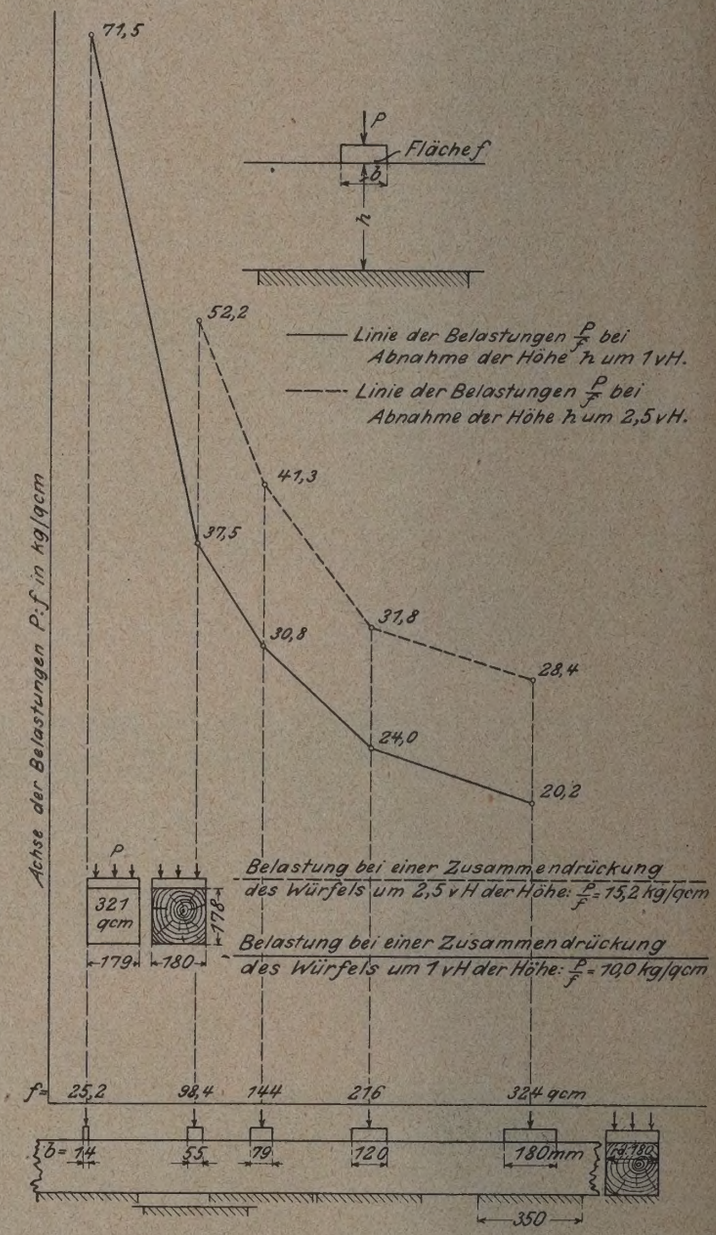


Abb. 15.

achse), festgestellt an Würfeln von 18 cm Kantenlänge: 220 kg/qcm. Raumgewicht des Holzes am Prüfungstag: 0,43 gr/ccm.

Gemessen wurden die Zusammendrückungen des Balkens zwischen den Druckplatten (Änderungen der Höhe h, Abb. 6).

Abb. 14 enthält die Ergebnisse. Zu den Belastungen k = P : f sind die Zusammendrückungen der Höhe h aufgetragen.

Werden die ausgezogenen Linienzüge 1 bis 3 und 5 bis 7 betrachtet, so erhellt der bedeutende Einfluß der Breite der Belastungsfläche. Mit Abnahme der Breite der oberen Belastungsfläche sind die Zusammendrückungen bei gleicher Pressung des Holzes auf die Einheit der Belastungsfläche kleiner geworden.

stungsfläche, wenn die Höhe h um 1 vH vermindert war, beim Würfel 10 kg/qcm, beim Balken unter derselben Belastungsfläche 20,2 kg/qcm, d. i. rund das Doppelte; die Pressung mußte also beim Balken ungefähr doppelt so groß werden als beim Würfel, um die Höhe h um den gleichen Betrag zu verkürzen. Bei 12 cm breiter Belastungsfläche stieg die Pressung auf 24 kg/qcm und erreichte bei 1,4 cm breiter Fläche 71,5 kg/qcm.

Wenn hiernach die Größe der Zusammendrückung als Maß der Größe der zulässigen Anstrengung herangezogen würde, so dürfte die Pressung beim Balken mit 18 cm breiter Belastungsfläche doppelt so groß sein als beim Würfel, usf.

Im übrigen sei auf Abb. 15 verwiesen.

Die bis jetzt erörterten Beobachtungen stützen sich auf Versuche, bei denen die Belastungsfläche f nur parallel der Richtung der Fasern veränderlich war. Wird die Fläche f senkrecht zur Faserrichtung verkleinert, so ist mit einer Unterstützung des so freigelassenen Materials nicht zu rechnen, wie ein Vergleich der Linien 4 und 3 sowie 4 und 5 in Abb. 14[4]) sowie die Betrachtung der Abb. 16 ohne weiteres erkennen lassen, auch einfache Überlegung ergibt.

Abb. 16.

4. Rechnerische Verfolgung der Abhängigkeit der Widerstandsfähigkeit von der Breite der Belastungsfläche. Hierbei findet sich u. a. die Gleichung:

$$P = k \cdot f = k_w \left(f + t \sqrt[4]{\frac{f}{f_w}} \right) \quad \ldots\ldots\ldots \quad (1$$

worin

- P die Belastung des Balkens auf der Fläche f bei einer bestimmten Zusammendrückung der Höhe h, Abb. 15,
- k die zugehörige Belastung auf 1 qcm der Belastungsfläche f,
- k_w die Anstrengung eines Holzwürfels oder Prismas (Abschnitt des Balkens gemäß Linienzug 1 in Abb. 14) bei derselben Zusammendrückung der Höhe h,
- f_w der Querschnitt des Würfels oder des quadratischen Prismas,

$$t = f' \left(\frac{k}{k_w} - 1 \right) \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (2,$$

ein aus den Versuchen sich ergebender Wert, wenn $f' = f = f_w$.

Der Wert t ergibt sich gemäß den in Abb. 15 dargestellten Versuchsergebnissen bei 1 vH Verkürzung der Höhe h zu

$$t = 322{,}5 \left(\frac{20{,}2}{10} - 1 \right) = 329 \text{ qcm},$$

bei 2,5 vH Verkürzung der Höhe h zu

$$t = 322{,}5 \left(\frac{28{,}4}{20{,}2} - 1 \right) = 280 \text{ qcm}.$$

Abb. 17 zeigt in den gestrichelten Kurven die mit Gleichung (1) berechneten Belastungen P. Die ausgezogenen, gebrochenen Linienzüge enthalten die zugehörigen beim Versuch festgestellten Werte. Hiernach stehen Rechnung und Versuch in ausreichender Übereinstimmung.

Für überschlägige Rechnungen kann die Pressung auf die Einheit der Belastungsfläche des Balkens bei einer

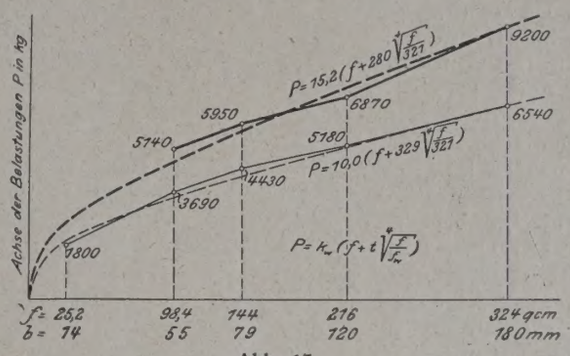


Abb. 17.

Zusammendrückung der Höhe h um 1 vH für die durch die Versuche gegebenen Verhältnisse aus der Gleichung:

$$k = 2 k_w \sqrt{\frac{w}{b}} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad (3$$

ermittelt werden, worin w = 18 (hier gleich der Kantenlänge des Würfels, der den vollen Querschnitt des Balkens enthält). Nach dieser Gleichung beträgt:

bei b = 1,4 5,5 7,9 12 18 cm
k = 72 36 30 24 20 kg/qcm,

während die Versuche gemäß Abb. 15

k = 71,5 37,5 30,8 24,0 20,2 kg/qcm

geliefert haben.

DIE GILBOASPERRE UND DER SHANDAKENTUNNEL, ANLAGEN ZUR WASSERVERSORGUNG NEW YORKS.

(Nach „The Engineer" vom 24. Dez. 1920.)

Etwa 200 km nördlich von New York, knapp westlich vom Hudson sind in der Gegend des Catskill-Hügelgebietes umfangreiche Wassersammelanlagen teils fertiggestellt, teils in Bau begriffen, deren Abflüsse in dem Catskill - Aquädukt nach New York übergeführt werden. Dieser selbst ist fertiggestellt, ebenso die Ashoken-, die Kensico- und die Hill-View-Sperre. Im Bau befindet sich für das etwas weiter nördlich gelegene Shohariebecken die Gilboasperre und der ihren Abfluß aufnehmende Shandakentunnel.

Während die oben genannten fertiggestellten Stauanlagen einem Niederschlagsgebiete angehören, das seinen natürlichen Abfluß nach Süden hat, gelangten die Niederschlagsmengen des Shohariegebietes bisher im Shohariecreek nach Norden in den Mohawk und durch diesen schließlich ebenfalls in den Hudson. Die Überführung der Wassermengen nach dem Süden erregte zunächst Bedenken wegen der Beeinträchtigung der Wasserstände im Mohawk, der im Zusammenhang mit dem Eriekanal für die Schiffahrt von großer Wichtigkeit ist. Die schließlich genehmigte Durchkreuzung der natürlichen Wasserscheide machte den Bau eines Tunnels nötig. Dieser Tunnel, der jetzt im Bau ist, führt den Namen Shandakentunnel, der Staukörper zur Bildung des Shohariebeckens wird als Gilboasperre bezeichnet. Die Stauwassermenge des Shohariebeckens beträgt etwa 80 Millionen cbm. Die in ihr zusammengefaßten Gewässer entspringen in etwa 500 m Meereshöhe aus dem aus Sandstein und Schiefer bestehenden Hügellande. Die Gliederung des Berglandes, seine steilabfallenden Hänge, haben zur Folge, daß von der 1000 mm Regenmenge **69 vH** in fließender Welle erscheinen. Im etwas südlicheren Esopus-Niederschlagsgebiete beträgt die Regenmenge 1200 mm und der Abfluß **63 vH**. Hier ist wiederum ein Beispiel dafür festzustellen, wie willkürlich und unzutreffend die viel vertretene Rohannahme einer Abflußmenge von $33\frac{1}{3}$ vH ist. Der Wildbachnatur der Zuflüsse entsprechend ist deren Wassermenge im Frühjahr sehr erheblich. Im Sommer liegen sie hingegen nahezu trocken.

Die von der Sperre gleichmäßig lieferbare Wassermenge beträgt — ebenso wie der der Ashokensperre am Esopus Creek-250 000 000 Gallons = rd. 1 Mill. cbm/24 Std. = 11 cbm/Sek.

Die Gilboasperre ist zum Teil als Staumauer, zum Teil als Staudamm geplant. Der gemauerte Teil mit 49 m Höhe ist 400 m lang. Seine Breite beträgt an der Krone 4,50 m, der Erddamm weist 205 m Länge auf. Er enthält, wie die Abb. zeigt, eine schmale Betonmauer als Kernschicht. Untere Dicke etwa 3,60 m, obere Dicke 75 cm. Diese Betontafel reicht nicht

[4]) Die Werte der Linien 3 und 4 verhalten sich mit großer Annäherung wie 12 : 18, also entsprechend den Abmessungen der Druckplatte.

bis zur Krone des Dammes, sondern nur einige Fuß über den Hochwasserstand. Die Dammböschungen sind 1 : 2,5 geneigt. Die Schüttungsschichten sollen, gut gerammt, 10 cm an Dicke nicht überschreiten.

Beachtenswert ist die günstige Gestaltung der Talsohle, die auf einem Teil der Staukörperlänge ein gutes natürliches Widerlager für den Damm liefert. An der Stelle des bisherigen natürlichen Wasserlaufes, wo naturgemäß ein anderes Tallängsprofil vorliegt, ist der Mauerkörper geplant. Die Mauer weist im Grundrisse keine Wölbung auf. Ihre wasserseitige Rückenfläche ist eine nahezu lotrechte Ebene (Anlauf $^1/_{25}$ bis $^1/_{30}$). Der Querschnitt ist eigenartig, er zeigt eine luftseitige Abtreppung mit, an der tiefsten Stelle, 9 Stufen. 6,0 m Stufenhöhe und Stufenfläche. Der als Mauer ausgebildete Staukörperteil soll als Überlauf dienen und die lebendige Kraft des überströmenden Wassers soll in den Stufen gebrochen werden. Die Kantensteine sind sehr kräftig und werden mit eisernen Ankern noch besonders gesichert. Ebenso ist die kantig ausgebildete Krone mit schweren, verankerten Quadern abgedeckt. Das über die Mauer gelangende und von Stufe zu Stufe fallende Wasser trifft auf den Hang bzw. die Talsohle auf. Der Hang ist durch Einbau widerstandsfähiger Steinstufen von großen Abmessungen gesichert und in gleicher Weise zur Aufzehrung der lebendigen Kraft des Wassers wie die Luftseite der Staumauer geeignet gemacht. Die Falltreppe verläuft rechtwinklig zur Achse des Shohariecreek, sie legt sich unmittelbar an die Luftseite des Mauerkörpers an, wie der Grundriß erkennen läßt.

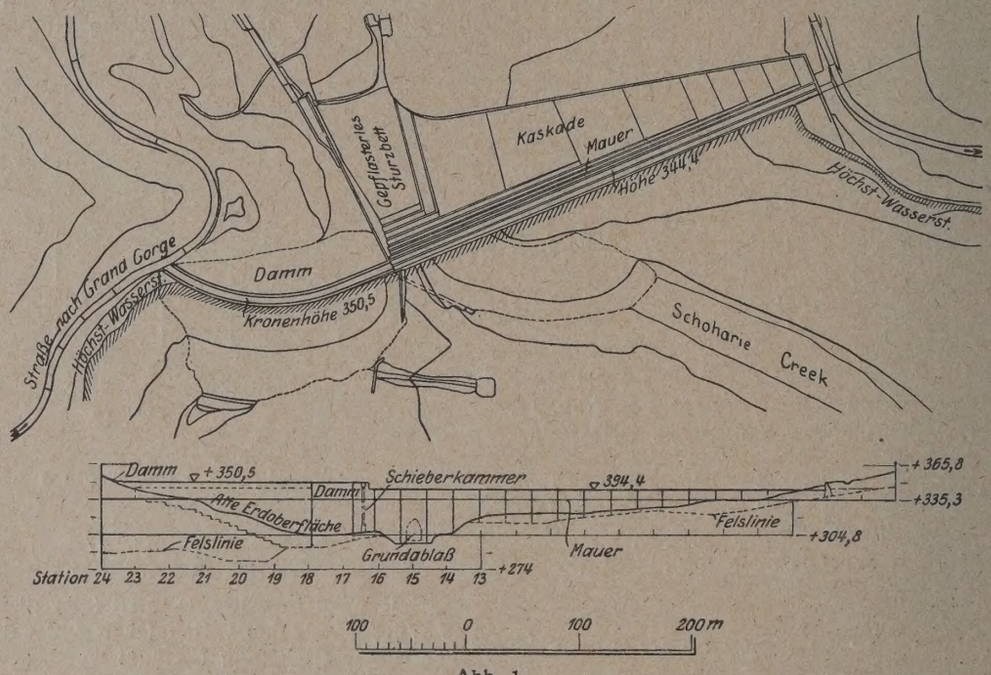


Abb. 1.

Kronenüberlauf anordnet, erscheint die möglichst glatte Abführung des Wassers an der Luftfläche der Mauer herunter geboten. Zur Aufzehrung der hierbei allerdings entstehenden lebendigen Kraft des Wassers lassen sich dann am Fuße der Mauer unschwer geeignete Vorkehrungen treffen.

Eine besondere Dichtungshaut sowie Vorkehrungen zur Ausschließung des Auftriebes sind an der Wasserseite anscheinend nicht angeordnet, man hat diese nur bis zu der Stelle, wo die wasserseitige Erdhinterfüllung wirksam wird, mit Naturstein verblendet. Der Bodenaushub wird 300 000 cbm, der Felsausbruch 70 000 cbm betragen. An Mauerwerk erfordert die Sperre 470 000 cbm, an Dammasse 330 000 cbm.

Der Shandakentunnel durchsticht in etwa **30 Km** ununterbrochener Längenausdehnung die Wasserscheide und gibt an seinem Ende die Wassermenge durch Vermittelung kurzer Zwischenbauwerke an den Esopuscreek ab. Der Stollen liegt im Mittel schätzungsweise 210 m, an der tiefsten Stelle etwa 670 m unter dem Gelände. Die ersten 5,6 km Länge stehen unter Wasserdruck, alsdann geht der Stollen in einen druckfreien geschlossenen Abflußkanal von 19,8 m Gefälle auf 24 km Länge über. Das Gefälle beträgt alsdann gleichmäßig 0,84 m/km = 1 : 1200.

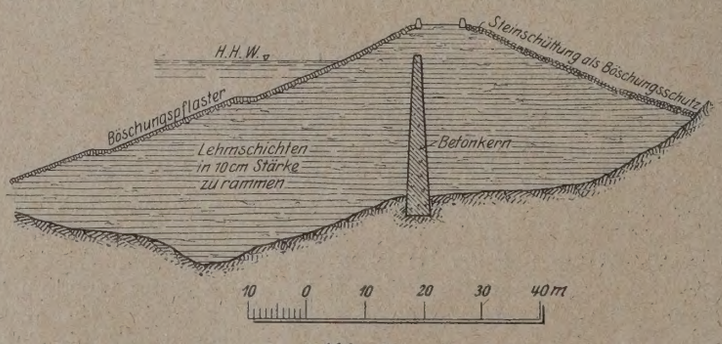


Abb. 2.

Die Tunnelauskleidung besteht aus Beton, der Durchflußquerschnitt hat Hufeisenform (Höhe 3,50 m, Breite 3,12 m). Auf die gesamte Länge des Tunnels sind 8 lotrechte Schächte angeordnet worden, die ermöglichen, den Tunnel von vielen Stellen aus in Angriff zu nehmen, die Ausbruchsmassen auf abgekürztem Wege hinauszubringen und die sämtlichen Zuleitungen erträglich kurz zu halten. Der Schachtdurchmesser ist überall 4,25 m (Kreisquerschnitt). Da die Schächte als Prüf- und Instandhaltungszugänge während des Betriebes benutzt werden sollen, sind sie ebenfalls mit Beton ausgekleidet. Ihre Mündung ist mit dauerhaften Häuschen überbaut, in denen die erforderlichen Geräte und Hilfsstoffe bereit gehalten werden. Der gegenseitige Abstand der Schächte ist mindestens 2, höchstens 3,5 km. Der Bau der Schächte ist beendet und der Stollen selbst wird von 7 Stellen aus in dem allenthalben standhaften Gebirge vorgetrieben. Die Weichheit des anstehenden Sand- und Schiefergesteins ist für den Ausbruchsfortschritt, insbesondere für das Bohren sehr günstig. Die Arbeiten zerfallen in die Herstellung eines Firststollens von etwa 2,00 m Höhe und in den sehr bald (in 3—12 m Abstand) folgenden Voll-

Diese Ausbildung der luftseitigen Fläche der Sperrmauer zur Kaskade dürfte nicht allenthalben für glücklich gehalten werden. Die nahezu wagerechten Stufen liegen während des größten Teiles der Lebensdauer der Sperre trocken, dem Einfluß aller Witterungseinflüsse ausgesetzt. Niederschlagswasser im Verein mit Frost wird im Laufe der Zeiten die Zerstörung der Mauer an der Luftseite einleiten. Es sind deshalb Lösungen, die das überschüssige Wasser, soweit es die von den Grundablässen aufnehmbare äußerste Wassermenge nicht abführen kann, über eine seitlich angeordnete Kaskade oder durch einen Umlaufstollen leiten, vorzuziehen, da hierbei die Sperrmauer vollkommen unberührt bleibt. Sofern man jedoch aus Sparsamkeitsrücksichten oder sonst gezwungenermaßen einen

ausbruch. Es werden hierzu Wasserdruckbohrer (Bauart Weyner) vor Ort und Preßluftbohrer (Jack-Hammer-Drills) zum Vollausbruch verwendet. Die gesprengten Massen werden mit einer Lademaschine („mucking" machine) auf die Hunte gebracht. Hierbei werden die gesamten Ausbruchsmassen, die in einer Schicht gesprengt werden, in 6 Stunden mittels einer Maschine verladen.

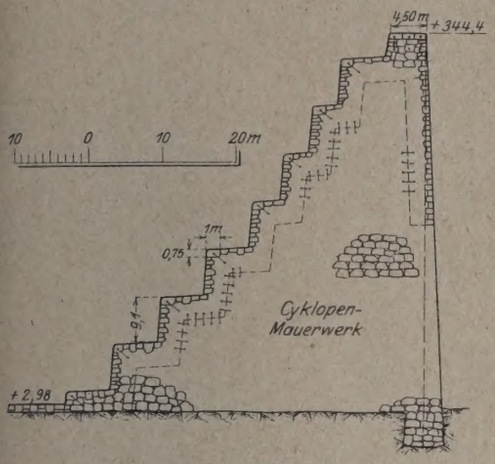


Abb. 3.

Zwischen den 8-stündigen Schichten ist eine 4-stündige Pause eingeschaltet, innerhalb deren gesprengt und gelüftet wird und die Leitungen und Fördergleise nachgerückt werden.

Die Ausbruchsmassen werden in den Hunten durch Preßluftlokomotiven bis unter den nächsten Schacht gefahren und dort in Aufzügen mit elektrischem Antriebe zu Tage gefördert.

Der Tunnel ist zu einem Achtel fertiggestellt. Im Jahre 1924 soll er vertragsgemäß in Betrieb genommen werden. Seine Kosten sind auf 12½ Millionen Dollar veranschlagt.

Die Rohrleitung, die an die Tunnelausmündung anschließt, besteht aus Eisenbetonrohren mit Ausdehnungsfugen, die durch Stahlplatten bewehrt sind. Diese Wasserleitung ist nur 150 m lang. Sie ergießt sich nach Durchfließen einer Ausflußkammer in ein offenes Abflußgerinne aus Eisenbeton, das rechtwinklig in den Esopuscreek einmündet. Am Anfang und am Ende des Shandakentunnels werden Venturi-Wassermesser eingebaut. Die größte Abflußmenge zu Zeiten des stärksten Sperrenzuflusses ist auf rd. 30 cbm in der Sekunde festgelegt.

Mit den besprochenen Anlagen (Shohariesperre und anschließendem Shandakentunnel) wird der Schlußteil der gewaltigen Wasserbeschaffungsarbeiten, die im Catskill-Aquädukt zusammengefaßt sind, fertiggestellt. Diese übertreffen in ihrer Gesamtheit alle ähnlichen Anlagen hinsichtlich der geförderten Wassermenge um ein Vielfaches, an Länge der Leitung ist hingegen die neue Apulische Leitung (vgl. „Bauing." 1921, Heft 7) weit bedeutender. Während in New York eine engzusammengeballte Verbrauchsstelle vorliegt, wird mit der italienischen Leitung ganz Südostitalien versorgt. Auch ist dort infolge der Ungunst der geographischen Lage die Wassergewinnungsstelle erst in sehr großer Entfernung von der Verbrauchsgegend zu finden gewesen, während in der New Yorker Anlage die Sammelstellen nicht allzu weit abliegen.

Dr. Kunze.

ZUSCHRIFT.

Da in dem Aufsatze vom Wirklichen Geheimer Oberbaurat Dr. Dr.-Ing. E. h. H. Zimmermann „Formänderung eines U-Eisens" auf S. 202—204 der Zeitschrift einige Ergebnisse gebracht werden, die ich bereits bei meinen früheren[1]) [-Eisenuntersuchungen fand, bringe ich diese hiermit in Erinnerung:

Die von Zimmermann für sehr kleinen Verdrehungswinkel, d. h. sehr große Verdrehungssteifigkeit des Stabes, bzw. für seitlich gehaltenes [-Eisen ermittelte Kraft:

$$Q = 2\,e\,s = 2\,e\,\frac{P}{2}\cdot\frac{\frac{1}{2}\,f\,h}{J_0},$$

entsprechend Gl. (9) und (11), ist die gleiche wie die von mir 1910 in „Der Eisenbau" S. 398 auf andere Weise als einfache Vielfache der stegrechten Stabbelastung ermittelte Gurtrichtkraft:

$$P_g = P\,x\,\frac{S}{J}.$$

Daselbst ist auch bereits allgemein ausgesprochen, daß die auftretenden zusätzlichen Gurtmomente

$$M_g' = M\,x\,\frac{S}{J}$$

einfache Vielfache der Stabmomente M sind.

Auch habe ich daselbst auf S. 399 bereits das den Gurtrichtkräften entsprechende Drehmoment des Stabes

$$M_d = P_g\,y'$$

bestimmt. Es ergibt sich ohne weiteres daraus:

$$M_d = P\,x\,\frac{S}{J}\,y',$$

worin y' den lotrechten Abstand der wagerechten Gurtschwerlinien bedeutet. Nach Bestimmung von M kann man natürlich auch sofort als Spezialfall das Zimmermannsche z ermitteln. Es wird:

$$z = \frac{M_d}{P} = y'\,x\,\frac{S}{J}.$$

Auf weitere Einzelheiten einzugehen verbietet der hier verfügbare Raum. Es sei aber zur Erleichterung von Vergleichsrechnungen noch darauf hingewiesen, daß die von mir in „Der Eisenbau" 1910, S. 398 zur Bestimmung der Belastungsanteile von Gurt und Steg an der Scherkraft G benutzte Wandler mit den Zimmermannschen Ausschaltungen der dünn angenommenen Steg- und Flanschstärke wird:

$$\mu = \frac{W_g}{x + \frac{W_g}{W_{st}}\,h}.$$

Berlin-Friedrichshagen. Dr.-Ing. R. Sonntag,
Privatdozent.

LITERATURSCHAU.

Gesammelt und geordnet von Regierungsbaumeister Dr.-Ing. W. Kunze, Privatdozent, Dresden.

Baustoffkunde.

751. Die Holzgewinnung in Nordamerika vom Urwald bis zum Sägewerk. 13 Seiten, 44 Abbildungen. De Ingenieur 1921, Heft 19.

752. Die kanadische Pappel. Von R. Sueppe, Ann. des Trav. Publ. de Belg. 1921, Heft 2, S. 249—257, 2 Abb. Verwendung bei Bewässerungsanlagen.

753. Der Betonhohlblock und seine Rolle bei Behebung der Wohnungsnot. Von Oberbaurat Dr.-Ing. v. Emperger, Wien. Deutsche Bauzeitung, Mitteilungen über Zement usw., 1921, Nr. 11, 12, 9 Seiten. Vergleich zwischen Ziegel- und Hohlsteinmauer.

[1]) 1. „Biegung, Schub und Scherung", 1909, vgl. Zeitschrift des Vereines deutscher Ingenieure 1910, S. 1129—1130 und 1910, S. 386 und S. 779—780. — 2. „Der Eisenbau" 1910, S. 395—405 und 1920, S. 271—273.

754. Anfertigung von Betonformsteinen ohne Schalung (mit Maschinen nach Art der Strangpressen). Génie Civil, 23. 7. 1921, S. 90 mit Abb. nach Engineering News-Record vom 27. Januar.

755. Betonmischmaschine (aéro-malaxeur). Génie Civil, 26. 3. 1921, S. 278 mit 1 Abb. Arbeitet mit Zerstäubung des Zements durch Ventilator, dadurch angeblich Ersparnis an Zement und Möglichkeit, ungewaschenen minderwertigen Kies zu verwenden.

756. Hochofenzement. Von P. W. Scharro. Ergebnisse einer Studienreise nach Deutschland in bezug auf Eigenschaft, Herstellung und Verwendung von Hochofenzement. Gewapend Beton 1921, Heft 10 u. 11, 5 Seiten.

757. Zementersparnis. Durch Vermengen von Quarzkalkstein oder Marmormehl mit Zement kann ohne erhebliche Beeinträchtigung der Festigkeit bis zu 50 % an Zement gespart werden. Gewapend Beton 1921, Heft 8.

758. Betondichte. Vortrag von A. Poulsen. Ingenioren 1921, Nr. 54, 6 Seiten, 4 Abb.

759. Ist Schlackenbeton für Tief- und Wasserbauten brauchbar? Tiefbau 1921, 34. Jahrg., Heft 61. Bericht über günstige Ergebnisse von Versuchen mit Schlackenbeton als Stampf- und als Eisenbeton.

Statik und Festigkeitslehre.

760. Belastungsproben zur Bestimmung der Elastizität des Baugrundes. Von C. Wolterbeck. De Ingenieur 1921, Heft 26, 5 S., 2 Abb., 2 Tabellen.

761. Statische Untersuchung des zweistieligen Stockwerkrahmens mit beliebiger Form und Belastung. Von Dr.-Ing. Béla Enyedi, Budapest. Beton u. Eisen 1921, Heft 9—13 mit 20 Abb.

762. Berechnung von Fachwerkbalken mit doppelten Wandgliedern für senkrechte Lasten. Génie Civil, 8. 1. 1921, S. 29—33. Berechnung als statisch unbestimmtes Tragwerk anstatt der bisher üblichen Auflösung in 2 Dreiecksfachwerke.

763. Berechnung von Balken, die durch Mauerwerk belastet werden. Von Wijnpersse. Verfasser wendet sich gegen die baupolizeiliche Bestimmung, solche Balken als mit gleichmäßig verteilter Last belastet zu berechnen. Gewapend Beton 1921, Heft 7, 3 S., 5 Abb. Entgegnung zu den obigen Ausführungen. Von Osterbeck, Heft 10, 3 S.

764. Bewegungswiderstände und Formänderung der Kabel bei Luftseilbahnen. Génie Civil, 7. 5. 1921, S. 385—390 mit Abb. Theoretische und konstruktive Betrachtungen, besonders des wechselnden Kraftangriffes an den Zwischenstützen.

765. Statische Berechnung der Antennen und Antennenentürme der Funkenstation von Croix d'Hins (bei Bordeaux). Génie Civil, 16. 7. 1921, S. 53—57.

766. Ein neues Verfahren zur Berechnung der Stabilität von Schiffen. Von Dipl.-Ing. Prof. Dr. Heinrich Herner, Kiel. Werft und Reederei 1921, 2. Jahrg., Heft 14. Das Verfahren beruht auf der Anwendung der Schnittintegral- und Arealkurven.

767. Berechnung eines Holzbinders in verschiedener Anordnung von 10,00 m Stützweite. Von Fr. Schrader, Architekt und Oberlehrer in Glauchau i. Sa. Süddeutsche Bauzeitung 1921, 31. Jahrg., Heft 31, S. 130—132.

Brückenbau.

a) Allgemeines.

— — — —

b) Hölzerne Brücken.

— — — —

c) Stein- und Betonbrücken.

768. Die Brücke über den Lot bei Villeneuve (Depart. Lot-et-Garonne). Génie Civil, 30. 7. 1921, S. 98—102 und vom 6. 8. 1921, S. 124—128 mit Abb. u. Tafel. Sehr bemerkenswerte Wölbbrücke von etwa 100 m Spannweite aus zwei Betonbogenträgern von nur je 3,0 m Breite ohne Eiseneinlagen sowie Überbau in Eisenbeton. Ausrüsten durch Anheben des Gewölbes vor Schluß der Scheitelfuge.

d) Eisenbetonbrücken.

769. Balkenbrücken aus Eisenbeton. Beschreibung der Gründung von Brücken. Kostenangaben. Gewapend Beton 1921, Heft 9, 7 S., 12 Abb.

770. Auslegerbrücke in Eisenbeton. Begründung der Systemwahl. Beschreibung der Konstruktion. De Ingenieur 1921, Nr. 17, 2½ S., 9 Abb.

771. Bogenbrücken von großer Spannweite. Von Dr.-Ing. v. Emperger. Anwendung des umschnürten und des mit Gußeisen bewehrten Betons bei Bogenbrücken. (Fortsetzung aus Heft 6.) Gewapend Beton 1921, Heft 7 u. 8, 8 S., 14 Abb.

772. Eisenbetonbrücke von 56 m Spannweite Bauart Vierendeel. Aufsatz von Vierendeel im Génie Civil, 16. 4. 1921, S. 336—338 mit Abb. Mit Ergebnissen der Berechnung und der zweitägigen Probebelastung.

773. Eisenbetonbogenbrücke nach Bauweise Considère über den Mersey bei Warrington. Génie Civil, 30. 4. 1921, S. 375—376 mit Abb. Bausausführung mit zwischenzeitlichen „Halbgelenken" aus umschnürtem Beton.

e) Eiserne Brücken.

774. Der Brückenbau der neuesten Zeit. Von A. Müllenhoff. Zeitschrift des V. D. I. 1921, Bd. 65, Heft 31, S. 815—820. Veröffentlichung von Bauten des Jahres 1919 insbesondere aus fremden Ländern Verwendung von Schrauben statt Nieten. Die Kriegsbrückensysteme der Engländer, Franzosen und Amerikaner.

775. Wirtschaftlichkeit größerer Schwebefähren. Génie Civil, 26. 3. 1921, S. 271—275 u. vom 2. 4. 1921, S. 295—298.

776. Aalborg-Nörresundby. Betrachtungen zum internationalen Brückenwettbewerb. Von Dr.-Ing. Paul Müller, Dortmund. Der Brückenbau 1921, 10. Jahrg., Heft 13, S. 51—64 mit 21 Abb.

777. Vom internationalen Wettbewerb um die Limfjordbrücke bei Aalborg in Dänemark. Von Fritz Eiselen. Deutsche Bauzeitung 1921, 55. Jahrg., Heft 45, 59, 60.

778. Der internationale Wettbewerb für die Überbrückung des Limfjords in Dänemark. Gewapend Beton, Heft 11, 3 S., 9 Abb.

779. Wettbewerb für eine neue Limfjordbrücke. Ingenioren 1921, Nr. 49, 8. S., 12 Abb.

Hochbaukonstruktionen und Zementwaren.

780. Kalk-Schlacken-Beton (zum Häuserbau in Stampfbauweise ohne feste Schalung). ¼ Seite in Génie Civil, 14. 5. 1921, S. 426.

781. Fabrikmäßige Herstellung von Betonhäusern und ihre Förderung zur „Verwendungsstelle". Génie Civil, 16. 7. 1921, S. 66 m. Abb.

782. Wettbewerb der E.-G. Portland für Gußbetonhäuser. Schweizer. Bztg. 1921, Bd. 78, Nr. 3 und 4, 7 S. mit Abb. Bericht des Preisgerichtes.

783. Entwurf für die Normalisierung von Zementrohren. Gewapend Beton 1921, Heft 11.

784. 25 Jahre staatliche Versuchsanstalt (besonders Zementprüfung). Ingenioren 1921, Heft 53, 15 S., 15 Abb., 3 Pläne.

Vgl. auch Nr. 753, 754 u. 848.

Gründungsarbeiten usw.

785. Einige Anwendungen des Eisenbetons bei Verankerungen. Von C. Dwars. Verankerungen bei einem Pfahlbock. Brückenwiderlager und Maschinenfundament. Gewapend Beton 1921, Heft 7, 4 S., 3 Abb.

786. Eine Gefahr bei Pfahlgründungen. Prof. Behrens (Delft) warnt aus eigenen Erfahrungen davor, bei Gründungen im aufgeschütteten Boden die Tragfähigkeit der Pfähle aus Rammformeln zu berechnen, da nach anfänglicher Verdichtung durch die eingetriebenen Pfähle der Boden sich doch noch setzt, was mehrere Jahrzehnte andauern kann. Ähnliche Erfahrungen schildert van Dusseldorp. Je ½ Seite. De Ingenieur 1921, Nr. 30 und 31.

787. Über Schutzmittel gegen den Angriff von Pfahlwurm und Pfahlkrebs. Von K. Dano. Ingenioren 1921, Heft 54, 1 Seite.

788. Pfahlwurm und Pfahlkrebs an der skandinavischen Küste. Ingenioren 1921, Nr. 41, 18 S., 21 Abb. 2 Karten.

Vgl. Nr. 759, 760.

Wasserbau.

a) Gewässerkunde und Wasserwirtschaft, Wasserrecht, Wasserbewegung.

789. Theoretische Erörterungen zur Wassermeßmethode von N. R. Gibson. Von Oberingenieur Robert Dubs, Zürich. Schweizer Bauzeitung 1921, Bd. 78, Nr. 4, S. 41—43.

790. Betrachtungen zur Wasserstraßen- und Energiewirtschaftsausstellung München 1921. Von Dipl.-Ing. Otto Streck, München. Die Wasserkraft 1921, 16. Jg., Nr. 14, S. 156—161.

791. Ein Rundgang durch die Ausstellung für Wasserstraßen und Energiewirtschaft. Von Hanns Humann, München-Pasing. Die Wasserkraft 1921, 16. Jg., Nr. 14, S. 161—175.

792. Der Wasserstraßenkongreß in Barcelona 1921. De Ingenieur 1921, Nr. 23—26, 19 Seiten.

b) Flußbau, Kanalbau, Seebau, Hafenbau, Schleusenbau.

793. Die Höhe der Buhnen bei der Flußverbesserung. Von Gockinge. De Ingenieur 1921, Heft 27, 4 Seiten.

794. Neue Bauweise von Schleusenmauern beim Maas-Waal-Kanal. Von Prof. van der Kloes. De Ingenieur 1921, Heft 28, 4 Seiten, 12 Abb.

795. Wellenbrecher im Hafen von Helsingborg. Ingenioren 1921, Nr. 47, ¾ Seite, 2 Abb.

796. Planungswettbewerb für einen Allier-Seitenkanal (etwa 295 km). Schachtschleusen, Bauart Maire (80 m Höhenunterschied). Génie Civil, 9. 4. 1921, S. 307—311 m. Abb.

797. Kanalschiff in Eisenbeton, Bauart Züblin-Koller. Dichter Spezialbeton (Raumgew. 2,5), daher nur 25 mm Wandstärke. Flechten der gesamten Bewehrung vor der Einschalung. Génie Civil, 14. 5. 1921, S. 420—421 m. Abb.

798. Stapellauf von 1000-t-Eisenbetonkähnen nach Methode Freyssinet (in Querrichtung). Génie Civil, 23. 4. 1921, S. 347—350 mit 8 Abb.

799. Eisenbetonschiffe der Britischen Admiralität. Génie Civil v. 8. 1. 1921, S. 33—35 m. 8 Abb. Kohlenschiff von 1000 t, Länge 56,4 m; Wandstärke 90—125 mm.

800. Verwendung von Eisenbeton zu Bauteilen, die dem Angriff des Meerwassers ausgesetzt sind. Génie Civil v. 30. 7. 1921, S. 119, unter Hinweis auf einen Beitrag in Engineering News Record v. 16 Juni.

801. Talsperren- und Bewässerungsanlage im Tal des Rio Negro (Argentinien). Génie Civil, 23. 4. 1921, S. 353—354 m. 6 Abb. (Staubecken von 1 Milliarde cbm.)

802. Plan einer Ausnutzung der Ebbe- und Flutkräfte in der Bucht von Rothéneuf (bei St. Malo). Génie Civil vom 30. 7. 1921, S. 102—106. Mit theoretischen Betrachtungen über einen Vorschlag, sowohl die Ebbe- als auch die Flutströmung (mittels doppelter Sammelbecken) möglichst gleichmäßig auszunützen.

803. Verkehr auf dem Panamakanal 1920. Génie Civil v. 9. 4. 1921, S. 315—317. Nach „Panama Canal Record".

804. Die neuen Kai- und Speicheranlagen am Hudson-Ufer (New York). Hinweis im Génie Civil vom 16. 7. 1921, S. 71 auf einen Aufsatz in „Engineering News-Record", 23. 6. 1921.

Vgl. auch 752.

c) Wehre, Talsperren, Wildbachverbauungen, Wasserkraftanlagen, Bewässerungen usw.

805. Stauwerke für Kraftwirtschaft, Schiffahrt und Landeskultur. Von E. Mattern, Potsdam. Zeitschrift des V. D. I. 1921, Bd. 65, Heft 30, 31, S. 791—795, 821—823. Stauwerke als Grundlage einer planmäßigen Wasserwirtschaft, Talsperren, Fassung der Nutzgefälle, Klein- und Großkraftwirtschaft

806. Bericht über eine Reise in Italien zum Besuch von Wasserkraftanlagen. Von Denizet. Ann. des Ponts et Chaussées 1921, Heft 1, S. 48—56, 1 Abb. Allgemeine Übersicht über den augenblicklichen Stand des Ausbaues der Wasserkräfte in Italien. Hinweis auf die Monographiensammlung, die die französische „Direktion der Wasserkräfte" vorbereitet.

807. Die Scoltennatalsperre (Italien). Génie Civil v. 29. 1. 1921, S. 97—99 mit 8 Abb. Auflösung der Sperrmauer in Betongewölbe von 0,4—1,0 m Stärke.

808. Wasserkraftanlage bei Isle-Jourdain (Depart. Vienne). Génie Civil v. 2. 4. 1921, S. 285—289 mit 10 Abb

809. Die Ursachen des Bruchs im Ritom-Druckstollen (Schweiz). Génie Civil v. 23. 4. 1921, S. 357 nach „Bulletin technique de la Suisse romande" v. 5. und 19. März, 2. u. 16. April.

810. Einiges über den Bau von Staudämmen. Um an Baustoff und Kosten zu sparen, wird eine neuartige, aufgelöste Bauweise dargestellt. Gewapend Beton 1921, Heft 10 u. 11, 4 Abb., ¾ Seite.

811. Bewegliche Wehre in Niederländisch-Indien. Von P. de Vos. De Ingenieur 1921, Heft 28, 5 Seiten.

Erdbau, Tunnelbau und Bergbau.

— — — —

Straßenbau.

812. Maschine zur Bereitung von Asphaltbeton (für Straßenbefestigungen), System Campistron. Génie Civil v. 16. 7. 1921, S. 67 mit Abb.

813. Herstellung einer probeweisen Straßenbefestigung aus Eisenbeton. Von P. Dekker. Angaben über Herstellungsweise und Kosten. Gewapend Beton 1921, Nr. 8, 1 Abb., 2½ Seiten.

814. Herstellung von Straßenbeton in Amerika und England und die Möglichkeit seiner Verwendung in Dänemark. Ingenioren 1921, Nr. 43, 4 Abb., 4½ Seiten.

815. Betrachtungen über den Straßenbau in Dänemark anläßlich des neuen Automobilgesetzes. Ingenioren 1921, Nr. 51, 4 Abb., 6 Seiten.

816. Güterbeförderung auf der Straße mit Kraftbetrieb. Von Geh. Regierungsrat Wernekke. Tiefbau 1921, Nr. 58—60, 24 Abb. Jetziger Stand in Deutschland und im Ausland. Hilfsmittel zum raschen Be- und Entladen. Die verschiedenen Antriebsarten

817. Die Wiederherstellung des Straßennetzes. Betrachtungen über die verschiedenen Finanzsysteme, auf die man zukommen könnte. Von Caufourier. Ann. des ponts et chaussées 1921, Heft 1, S. 57—63. Vorschlag zur Gründung eines besonderen Amtes, das durch Amortisation seiner Anleihen, Kapitalisierung der jährlichen Unterhaltungskosten und Staffelung der Erneuerungsarbeiten technische und wirtschaftliche Vorteile erzielen könnte.

Eisenbahnbau und -betrieb.

818. Zerlegbare Eisenbahnquerschwellen. Bauart Marcel. Ohne Schienenstühle und weitere Befestigungsteile. Génie Civil v. 6. 8. 1921, S. 133 m. Abb.

819. Apparat von Amsler für die Messung der Räderdrücke auf die Schienen. ½ Seite in Génie Civil v. 23. 4. 1921, S. 357 m. Abb.

820. Berechnung von Doppelweichen. Von Dr.-Ing. List, Wien. Organ für die Fortschritte des Eisenbahnwesens 1921, Nr. 13 u. 14, S. 120—123, 129—133, 12 Abb.

821. Privatbahnkreuzung. Einrichtung der Schranken und Signale. Ingenioren 1921, Nr. 55, 7 Abb., sechs Seiten.

822. Telephonische Zugkontrolle. Von Dipl.-Ing. Wollner. De Ingenieur 1921, Nr. 23, 12 Abb., 8 Seiten.

823. Die selbsttätige Signalanlage der Berliner Hoch- und Untergrundbahn nebst einigen Vorläufern. Von W. Miethke. Elektrische Kraftbetriebe und Bahnen 1921, 19. Jg., Heft 14, S. 166—175.

824. Lokomotiv-Führerstandsignale. ½ S. in Génie Civil, 2. 7. 1921, S. 21. Hinweis auf einen Bericht im Juniheft des Bulletin de l'Association internationale des Chemins de fer über die Erfahrungen der französischen Eisenbahngesellschaften und über die zu stellenden Anforderungen.

825. Die Eisenbahnsignale und das selbsttätige Blocksystem in den Vereinigten Staaten von Nordamerika. Génie Civil, 29. 1. 1921 u. flg. Enthält auch Angaben über das französische Signalsystem.

826. Selbsttätige Zugsicherung (Blocksystem mit Aufhalteinrichtung) in Amerika. Génie Civil v. 7. 5. 1921, S. 401, ¼ Seite. Hinweis auf Abhandlung im Aprilheft des Bulletin de l'Association internationale de Chemins de fer.

827. Anwendung des „Zugverteilungssystems" (dispatching system) auf den französischen Eisenbahnen. Génie Civil, 16. 4. 1921, S. 335—36 nach Revue Générale des Chemins de fer vom Februar.

828. Entwicklungsmöglichkeiten der elektrischen Vollbahnlokomotive. Von Dr.-Ing. Seefehlner, Wien. Schweizer. Bauztg. 1921, Bd. 78, Nr. 2 u. 3, 16 Abb., 5 Seiten. Beschreibung. Vor- und Nachteile der jetzigen Typen.

829. Versuche gemeinsamer Steuerung mehrerer elektrischer Lokomotiven desselben Zuges. Génie Civil, 30. 7. 1921, S. 116. Nach Revue générale des Chemins de fer vom Juni.

830. Vergleich der verschiedenen Systeme elektrischer Zugförderung, die für die Elektrifizierung des französischen Eisenbahnnetzes in Frage kommen. Génie Civil v. 23. 4. 1921, S. 350—353. Vergleich zwischen Gleichstrom, Einphasenwechselstrom und Drehstrom, ohne abschließendes Urteil.

831. Die wirtschaftlichen Aussichten der Elektrifizierung der Eisenbahnen. Hinweis im Génie Civil vom 16. Juli 1921, S. 70, auf eine Abhandlung in General Electric Review vom Mai 1921, wo (für Amerika) auf die Notwendigkeit einheitlicher systematischer Vorarbeiten zur Lösung dieser Aufgabe aufmerksam gemacht wird.

832. Leitsätze für die Elektrifizierung der Eisenbahnen in England. Génie Civil v. 15. 1. 1921. Nach Engineering vom 8. 10. 1920. Empfiehlt Gleichstrom von 1500 Volt.

833. Die Elektrifizierung der Eisenbahn Stockholm—Saltsjobaden. ¼ S. im Génie Civil v. 2. 4. 1921, S. 301.

834. Elektrifizierung der schwedischen Staatsbahn. Ingenioren 1921, Nr. 50, ½ Seite.

835. Die Elektrifizierung des Eisenbahnnetzes von St. Paulo (Brasilien) mit Gleichstrom von 3000 V. ¼ S. in Génie Civil, 23. 7. 1921, S. 93. Nach Electrical Railway Journal vom 11. Juni.

836. Gedanken über den Wiederaufbau der Lokomotivparks großer Eisenbahnverwaltungen. Von Dr. techn. R. Sanzin. Verkehrstechnische Woche 1921, Heft 31, S. 251—253. Geringste Anzahl von neuen Lokomotivbauarten, Neuschaffung nur stärkster Lokomotiven.

837. Organisation von Massentransporten geringer Geschwindigkeit unter bestmöglicher Ausnutzung der Eisenbahnen. Génie Civil vom 23. 4. 1921, S. 360. Bericht nach Bulletin de l'Association internationale des Chemins de fer vom März.

838. Ist es vorteilhaft, Ingenieure zur Leitung und Beaufsichtigung des Eisenbahnbetriebes zu wählen? Von Privatdozent Dr.-Ing. Louis Jänecke, Regierungsbaurat, Magdeburg. Verkehrstechnische Woche 1921, XV. Jg., Heft 30, S. 243—247.

839. Technik, Rechts- und Wirtschaftskunde in der Eisenbahnverwaltung. Ausbildung zum Dienst in der Reichseisenbahnverwaltung. Von Prof. Dr.-Ing. Wentzel-Aachen. Verkehrstechnik 1921, Heft 21, Seite 321—323.

840. Die Verzinsung von Schadenersatzansprüchen aus dem Eisenbahnfrachtvertrage. Von Reg.-Assessor Dr. Kaumanns, Essen. Ztg. des Vereins Deutscher Eisenbahnverwaltungen 1921, Nr. 29, S. 555—556.

841. Über englische Bahnhöfe. Von Reg.- u. Baurat Mentzel, M.-Gladbach. Organ für die Fortschritte des Eisenbahnwesens 1921, Nr. 13 u. 14, S. 117—119, 134—137, 5 Abb.

842. Die Bagdadbahn. Génie Civil vom 8. I. 1921, S. 25—29 mit 13 Abb. Umfassende Abhandlung über Linienführung, Oberbau, Kunstbauten usw.; gegenwärtiger Verkehr noch schwach, da die fehlenden etwa 300 km bei Mossul noch nicht fertig sind.

843. Bericht über den Geschäftsgang der dänischen Staatsbahn vom 1. April 1919 bis 31. März 1920. Ingenioren 1921, Nr. 42, 6 Seiten.

844. Die afrikanischen Eisenbahnen auf dem internationalen Kolonial-Institut in Paris. 2 Seiten und 1 Karte von Afrika mit bestehenden und geplanten Eisenbahnen. De Ingenieur 1921, Nr. 24.

Eisenbau.

(Eisenbrücken siehe unter Brückenbau!)

Eisenbetonbau.

(Eisenbetonbrücken siehe unter Brückenbau!)

845. Bauten aus Eisenbeton. Verlangt wird, daß die Architektur in ihren Formen und Linien sich der Eigenart dieses Baustoffes mehr anpaßt und Eisenbetonbauten einen auch ästhetisch voll befriedigenden Anblick gibt. Gewapend Beton 1921, Nr. 12, 4½ S. 3 Abb.

846. Schornsteinähnlicher Eisenbeton-Antennenturm in Tokio. Engineering News-Record vom 19. 5., Génie Civil vom 23. 7. 1921, Gewapend Beton 1921, Nr. 12. Höhe 200 m, Unterer Durchmesser 19,50 m, oberer 1,52 m, Wandstärke 0,85 bis 0,15 m.

847. Eisenbeton-Luftschiffhalle in Luçon (Vendée). Génie Civil vom 12. 2. 1921, S. 145—148 m. Abb. Länge der Halle 220 m, Breite 110 m. Für 2 Luftschiffe. Hauptträger in Eisenbetonfachwerk.

848. Getreidespeicher. Von Geheimrat Prof. Bühle, Dresden. Der Industriebau 1921, Heft 6/7, 17 Seiten, 58 Abb. Wirtschaftliche Bedeutung, geschichtliche Entwicklung und Bauausführungen.

849. Umbau von durchlöcherten Eisenbehältern zu Eisenbetonbehältern. ⅓ S. (ohne Abb.) in Génie Civil vom 2. 7. 1921, S. 21.

850. Eine Staubexplosion in einem Getreideelevator in Chicago. Wirkung auf die Eisenbetonkonstruktionen. Gewapend Beton 1921, Nr. 12, 1 Seite, 6 Abb.

Vgl. auch Nr. 800 und 813.

Holzbau.

851. Über moderne Holzbauweisen. Von Dr.-Ing. Hugo Ritter, Kilchberg bei Zürich. Schweizer Bauzeitung 1921, Bd. 78, Heft 5/6, 8 Seiten, 14 Abb. Systeme Stephan, Kienast, Locher & Cie (bzw. Kübler), Tuchscherer, Meltzer.

852. Eine neue Holzbauweise, eingeführt von Architekt Kaper, Berlin. Die Bauwelt 1921, Heft 31, Seite 428—429. Das Holz wird geschlitzt, gespreizt und innerhalb der Spreizung fest ausgefüllt.

853. Hölzerne Ausleger-Dachkonstruktionen (von 40—50 Spannweite) für Fabrikbauten. Génie Civil, 29. 1. 1921, S. 117, ¼ S. Bericht nach dem Bulletin de la Société des Ingénieurs Civils vom Juli/Sept. 20.

Vgl. auch Nr. 767.

Städtebau und städtischer Tiefbau.

854. Zeitgemäße Anregungen für den Vorortverkehr der Großstädte. Von Oberbaurat Nils Buer, Hamburg. Verkehrstechnik 1921, Heft 21, Seite 319—321.

855. Die Lage der Bahnhöfe und der Städtebau. Génie Civil v. 8. 1. 1921, S. 44, ¼ S. Hinweis auf Abhandlung im Bulletin de l'Association internationale des Chemins de fer vom August 1920. Beratung des amerikanischen Städtebaukongresses in Cincinnati.

856. Schädlicher Einfluß der elektrischen Ströme auf die Schienenstühle der Straßenbahnen. Génie Civil vom 30. 7. 1921, S. 117, nach Electric Railway Journal vom 21. Mai.

857. Neue Vertragsregelung der Stadt Paris mit der Untergrundbahngesellschaft. Génie Civil vom 30. 4. 1921, S. 369—374 mit Plan des Netzes. Finanzielle Unterstützung durch die Stadt gegen Einräumung weitgehender Rechte.

858. Verlängerung der Linie 7 der Pariser Untergrundbahn vom Palais Royal nach dem Rathaus. Génie Civil vom 1. 1. 1921, S. 3—10, mit 15 Abb. Enthält Einzelheiten über Linienführung, Tunnelbauweise (flache Wölbtunnel) und Stationsanlagen.

859. Die Linie St.-Cloud-Tor—Opéra der Pariser Untergrundbahn. Génie Civil vom 19. und vom 26. März 1921, 11 Seiten, mit 23 Abb. und Tafel. Baubeschreibung, besonders der Kreuzungen mit vorhandenen Entwässerungskanälen.

860. Entwässerungsschleusen. Von Ch. Dubosch. Ann. des Trav. Publ. de Belg. 1921, Heft 2, S. 258—305, Heft 3, S. 412—444, 30 Abb. Geschichtliches, Entwässerungssysteme, Dimensionierung, Kläranlagen, Regenüberfälle, allgemeine Planung, Abflußmengen.

861. Namengebung für Straßen und Wege. Von Stadtingenieur Rygner-Odense. Ingenioren 1921, Nr. 56, 2½ Seiten.

862. Städtebau (urbanisme) in Deutschland. Bemerkenswerter Vergleich im Génie Civil vom 16. 7. 1921, S. 63—65, zwischen Städtebau und Stadtverwaltung in Deutschland und Frankreich.

863. Versammlung von Städtebauern in Kopenhagen. Ingenioren 1921, Nr. 52, 8 Seiten, 7 Abb.

Vgl. auch Nr. 815.

Kunst im Ingenieurwesen. — Wirtschaftliches. — Personalnachrichten. — Vereinsnachrichten. — Standesvertretung. — Sonstiges.

864. Tagung des Zentralvereins für deutsche Binnenschiffahrt, des Main—Donau-Stromverbandes und des deutsch-österreichisch-ungarisch-schweizerischen Verbandes für Binnenschiffahrt in München. Zentralblatt d. Bauv. 1921, Nr. 62, Seite 385—387.

865. Der erste Kongreß der Internationalen Handelskammer in London. Bericht von R. A. van Sandick. Behandelt u. a.: Normenausbildung in der Industrie. Ersparnis von Brennstoffen. Die Wasserstraßenkonferenz in Barcelona. Der Kanaltunnel. Einheit in der Schiffsvermessung. 6 Seiten. De Ingenieur 1921, Nr. 28—31.

866. III. (französischer) Kongreß für Bauwesen und öffentliche Arbeiten (18. und 19. Jan. 1921). Génie Civil, 29. 1. 1921, S. 109—111. Enthält u. a. Erörterungen über Typisierung und hauptsächlich über den Wiederaufbau; hierbei wurde mit Mehrheitsbeschluß gegen die Beteiligung deutscher Arbeitskräfte Stellung genommen.

867. Bericht über die Ausstellung der Abteilung „Abwasserbeseitigung und -verwertung" Die Wasserkraft 1921, 16. Jg., Nr. 14. S. 176—177.

868. Rathenauische Zwangswirtschaft. Von Dr. J. Reichert, M. d. R., in Berlin. Stahl und Eisen 1921, 41. Jg., Heft 30, Seite 1030—1037. Verordnung über Leistungsverbände für den Wiederaufbau.

869. Die Arbeiterfrage bei den englischen Eisenbahnen. Zeitung d. Vereins Deutscher Eisenbahnverwaltungen 1921, 61. Jg., Nr. 30, Seite 572—574.

870. Vor- und Nachteile der „englischen Arbeitszeit". Génie Civil vom 1. 1. 1921, S. 12—13. Die durchgehende Arbeitszeit (von 9—5 Uhr), die in Frankreich noch fast unbekannt ist, wird in der Hauptsache befürwortet.

871. Folgen des Achtstundentages auf die französischen Eisenbahnen. Génie Civil vom 30. 7. 1921.

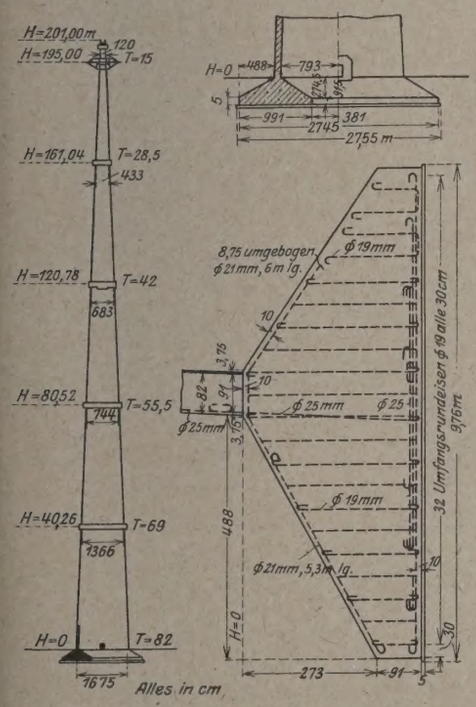
Vgl. auch 848.

KURZE TECHNISCHE BERICHTE USW.

Ein Eisenbetonturm von 201 m Höhe für eine drahtlose Station in Japan.

In der Zeitschrift „Engineering News-Record" vom 19. V. d. J., S. 847 findet sich die Beschreibung eines Eisenbetonturms, der für die Kaiserlich Japanische Regierung als drahtlose Station in Tokio erbaut wurde. Er ist vom Erdboden aus gemessen 201 und von der Fundamentsohle aus 205 m hoch. Auch als Rekordleistung ist der Turm interessant, da er die höchste bisher errichtete Mauerwerkskonstruktion darstellt und den nach ihm höchsten Schornstein um 20 oder mehr m überragt. Eine Abbildung zeigt den Bau zu der Zeit, als er bis zu einer Höhe von 110 m fertiggestellt war. Aus den drei Zeichnungen sind die maßgebenden Einzelheiten des Entwurfs zu ersehen.

Der Turm ist kegelförmig, und zu seiner Konstruktion hat man sich die Erfahrungen des Schornsteinbaues zunutze gemacht. Er hat am Fundament eine Wandstärke von 82 cm und eine lichte Weite von 16,75 m. Dann folgt eine geradlinige Verjüngung auf die Wandstärke von 15 cm und einen lichten Durchmesser von 1,2 m.



Die Bewehrung besteht aus vertikalen Rundeisen und runden Bügeln. Im Fundament liegen 200 vertikale Rundeisen von 25 mm ⌀, die durch 19-mm-Bügel alle 11½ cm gefaßt sind. In etwa 30 m Höhe ist die Armierung am stärksten. Dort besteht sie aus 285 vertikalen 28-er Rundeisen und aus 16² mm-Bügeln, die 14 cm übereinander liegen. An der Spitze sind schließlich noch 25 vertikale 25-er Eisen mit 10-mm-Bügeln, die 17,8 cm voneinander entfernt sind.

Das Fundament ist ein ringförmiger Körper von dreieckigem Querschnitt, ist 3,65 m hoch und 9,76 m weit. Die innere Öffnung liegt frei. Das Fundament ruht direkt auf dem Boden, der aus festem Kies und Lehm besteht, und ist, wie aus der Zeichnung ersichtlich, stark armiert. Da die Sohle des Bauwerks etwa 15,25 m über dem Wasserspiegel liegt, ist die Spitze des Turms annähernd 219,6 m über dem Meeresspiegel.

Als Winddruck wurden 145 kg/m² der projizierten Fläche der Berechnung zugrunde gelegt, ferner Temperaturschwankungen von −7° bis +38° C. Der ganze Entwurf wurde von Professor Shibata an der Kaiserlichen Universität in Tokio nachgerechnet. Der Turm soll auch den in Japan häufig vorkommenden Erdbeben widerstehen. Der Druck auf den gewachsenen Boden beträgt ohne Windlast etwa 2 kg/cm². Man verwendete einen Kiesbeton von der Mischung 1:2:4 mit japanischem Portlandzement, der ziemlich naß angemacht wurde. Etwa 3377 cbm Beton stecken im Mantel und 1253 cbm im Fundament neben 425 t amerikanischen Stahls.

Die gesamte Aufbauarbeit und das Hinaufschaffen des Materials geschah mit Hilfe eines in der Mitte aufgestellten Holzturmes. Dem Heben des Materials dienten 3 Aufzüge aus Holz an Drahtseilen, die so arbeiteten, daß der unterste gerade gefüllt war, wenn der oberste leer wurde. Anfänglich wurden im Fundament täglich 66 cbm verarbeitet und oben schließlich noch 0,9 cbm.

In der Mitte des Mantels ist eine Treppe aus Stahl, die auf eine offene Plattform an der Spitze führt und in bestimmten Abständen auf äußere Galerien mündet. An der Spitze halten Stahlarme die geneigten Antennen, die bis zum Boden geführt sind. Man hofft von dieser Anlage aus direkte drahtlose Verbindung mit San Francisco zu bekommen.

Entworfen und gebaut wurde der Turm nach dem patentierten System der Weber-Schornstein-Gesellschaft, Chicago. Die Bauaufsicht hatte die „Oriental Compressol Co." in Tokio (Japan).

L. Schurgast, Dipl.-Ing.

Stauwerke im Flutbereich von Flüssen.

Die letzten Jahre haben mehrere große Projekte gezeitigt, die Gezeiten zur Kraftgewinnung durch Errichtung von Stauanlagen in den Flußmündungen auszunutzen. Diese Pläne gehen sehr weit zurück. Schon unter der Regierung Edwards IV. von England (1461 bis 1483) wurde ein solcher Damm in Wainfleet Haven in Lincolnshire errichtet, hatte aber starke Verlandungen und Versumpfung des Nachbargeländes zur Folge. Im Jahre 1748 baute man ähnliche Stauwerke am Flusse Ouse in England, 1766 bei Boston quer durch den Fluß Witham und 1856 durch den Wisbech bei Nene. Alle hatten große Unzuträglichkeiten, wie oben genannt, zur Folge, die sogar bald zur gewaltsamen Zerstörung des letzteren führten. In der Literatur wird ferner über ähnliche Bauwerke im Rotherflusse in Sussex und Vire in Frankreich berichtet, wobei die gleichen Erscheinungen auftraten. Anfang der 90er Jahre hatte man erkannt, daß jeder Eingriff in die freie Bewegung der Flutwelle schädlich für den Zustand eines Flusses ist und zu Anlandungen führt.

Anfang dieses Jahrhunderts ist die Frage der Versandung bei Errichtung großer Stauwerke in Ebbe- und Flutbereich von Flüssen wieder aktuell geworden. Im Jahre 1904 wurde zur Verbesserung der Schiffahrt auf der Themse ein Stauwerk bei Gravesend unterhalb London vorgeschlagen, das eine Spiegelhebung um 3,80 m bewirken sollte. Dadurch würden alle Entwässerungen von Kent und Sussex bis Greenwich hinauf unwirksam und dafür als Ersatz 47 Pumpstationen nötig geworden sein. Unterhalb des Dammes würden sich unvermeidlich Anschwemmungen eingestellt und ausgiebige Baggerung verursacht haben.

Im Jahre 1917 tauchte der Plan auf, einen Staudamm im Flusse Great Ouse bei Kings Lynn in Northhamptonshire zu errichten, um die Bewässerung zu verbessern und die von Zeit zu Zeit verheerenden Hochwasserfluten zu regeln. Auch hierbei ist die Gefahr der Versandung zu befürchten gewesen.

Letztes Jahr wurde der Entwurf bekannt, im Flutbereich des Severn einen großen Staudamm zu bauen, um einen beträchtlichen Teil der Flut zur Kraftgewinnung auszunutzen. Auch hierbei ist die kritische Frage die nach der Einwirkung auf die Verlandung und deren Folgeerscheinungen. Die gewöhnliche Flutwelle erreicht etwa 11,60 m. Die Flutzeit dauert 4½ Stunden, die Ebbezeit 7½, die Strömungsgeschwindigkeiten betragen 9,3 bez. 7,4 km/Std. Das Wasser an der Mündung des Severn ist ganz besonders schlammig, was durch die vielen und großen Schlamm- und Sandbänke verursacht wird.

Hiernach besteht kein Zweifel, daß die Frage der Verlandung des Flußschlauches bei solchen Projekten von ausschlaggebender Bedeutung ist und weitestgehender Beachtung bedarf. (Nach Engineering vom 15. Juli 21.) Gl.

Die neuere Entwicklung der Wasserturbinen.

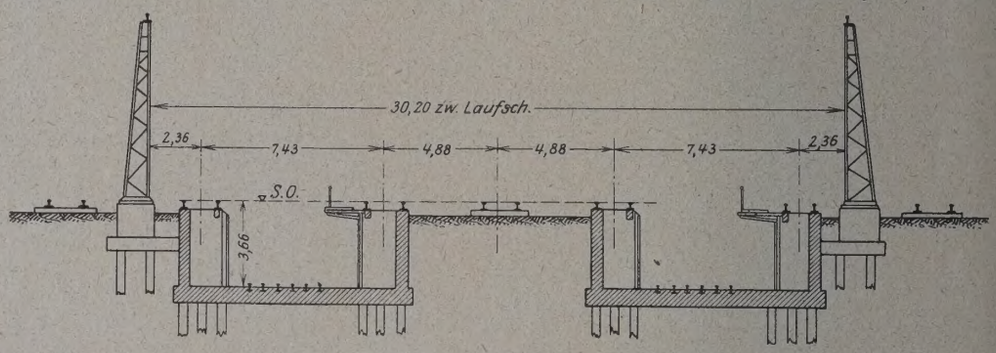
Von Prof. Dr.-Ing. Dieter Thoma, München.

Auszug aus dem Vortrag bei der Hauptversammlung des Vereins deutscher Ingenieure 1921.

Der Vortragende kennzeichnete zunächst die hohe Stufe der Entwicklung, die der Bau des Wasserturbinen trotz der Vielgestaltigkeit, die die Anpassung dieser Maschine an das Gefälle und die Wassermenge erfordert, bis heute erreicht hat. Mit der Francisturbine beherrscht man heute einen Bereich von den kleinsten Gefällen an bis über 200m Höhe mit völliger Sicherheit. Die Verbesserungen, die auf Grund jahrzehntelanger Erfahrungen angebracht worden sind, werden an den großen Zwillingsturbinen des Untrawerkes in Schweden mit ihren Saugkrümmern von 1 auf 4,9m im Lichten und ihrer durch den doppelten Krümmer ohne mittleres Lager frei durchgehenden Welle besprochen. Ein weiterer Fortschritt, der für senkrecht angeordnete Turbinenwellen bestimmend gewesen ist, war die Entwicklung der Drucklager nach dem System Michel. Trotz dieser Vollkommenheit der technischen Entwicklung läßt sich aber nicht verkennen, daß die Theorie der Francisturbinen noch auf unsicheren Grundlagen ruht. Das zeigt sich schon darin, daß man den schädlichen Einfluß der Saugrohrkrümmer falsch eingeschätzt und erst durch viele Versuche festgestellt hat, daß man den Krümmer sowie jeden unsymmetrischen Einfluß auf das Laufrad vermeiden muß. Aus dieser Erkenntnis sind Turbinen hervorgegangen, bei denen das Spiralgehäuse an ein gerades, kegeliges, in ein Unterwasserbecken ausgießendes Saugrohr anschließt. Ein weiterer Anlaß, die heutige Turbinentheorie zu ergänzen, hat sich ergeben, als man mit dem Bedürfnis nach höheren spezifischen Drehzahlen dazu überging, auch die Umfangsgeschwindigkeiten zu steigern. Während man bis dahin beim Entwurf der Schaufeln von der Annahme ausging, daß jedem Wasserteilchen die relative Bahn zum Laufrade genau vorgeschrieben sei, mußte man bei gesteigerten spezifischen Drehzahlen und entsprechend zunehmenden Relativgeschwindigkeiten des Wassers im Laufrade die Länge oder die Zahl der Schaufeln weitgehend verringern, um die Reibungsverluste in erträglichen Grenzen zu halten. Dadurch ergeben sich verhältnismäßig weite Schaufelkanäle mit ganz unsicherer Wasserführung, die der früheren Theorie nicht mehr entsprechen, dennoch wäre falsch, daraus zu schließen, daß diese neueren Turbinen eine unvollkommene Wirkung ergeben. Einen entscheidenden Schritt in dieser Richtung hat zuerst Professor Dr. Kaplan, Brünn, getan, dessen Turbinenkonstruktion auch in den Vereinigten Staaten Nachahmung gefunden hat. Bei der Kaplanturbine stehen die Schaufeln so weit auseinander, daß sie sich unmittelbar gegenseitig nur wenig beeinflussen, und die Strömung im Bereich einer Schaufel verläuft ähnlich, wie die Strömung um eine Flugzeugfläche im unbegrenzen Luftraum. Nach Ansicht des Vortragenden ist aber die Anwendbarkeit solcher Schaufeln auf Turbinen mit sehr hoher Umfangsgeschwindigkeit beschränkt, und man darf daher nicht hoffen, mit Hilfe dieser Bauart auch die Wirkungsgrade langsam laufender Turbinen zu erhöhen. Anderseits erwecken die günstigen Wirkungsgrade, die man von dieser Turbine gerade bei außerordentlicher Schnelligkeit erwarten darf, die Aussicht, bei kleinen Gefällen erfolgreich in Wettbewerb treten zu können, was für die Ausnutzung der in Deutschland verfügbaren Wasserkräfte von großer Bedeutung ist. Im weiteren Teil seines Vortrages bespricht der Redner dann eine Reihe neuerer amerikanischer Bauarten von Turbinen und weist zum Schluß auf die von Lawaczeck vorgeschlagenen Umformeranlagen hin, bei denen das Turbinenlaufrad mit einem Pumpenlaufrad vereinigt und das so erzeugte Druckwasser in eine abseits stehende, mit dem Stromerzeuger gekuppelte Turbine geleitet werden soll. Solche Anlagen können für Wasserkräfte in Betracht kommen, bei denen der größte Teil der Kosten auf Maschinenanlagen entfallen würde, um die Baukosten zu verbilligen.

Löschgruben auf amerikanischen Eisenbahnen.

Auf großen amerikanischen Lokomotivstationen bevorzugt man in neuerer Zeit Löschgruben, bei denen die Lösche sofort in Wasser fällt und verschlackt wird, um die Staubplage zu bekämpfen. Eine der modernsten Anlagen, von Communipaw in Jersey, ist auf beistehender Skizze im Querschnitt gegeben. Bei gewöhnlichem Verkehr werden hier in 24 Stunden 250, bei starkem Verkehr bis zu 380 Lokomotiven bedient. Die Gruben sind 2 große Betontröge auf Pfahlgründung von etwa 60 m Länge, 7 m Breite und 3,6 m Tiefe, die an jeder Längsseite über die Grubenöffnung vorgekragt ein Löschgleis tragen. Zwischen beiden Gruben liegt ein Gleis für die Asche- und Schlackenabfuhr. Zu Zeiten starken Betriebes kann von ihm aus auch eine Bekohlung der Maschinen stattfinden. Die ganze Anlage wird von einem Kran mit Greifbagger überstrichen, der den Inhalt der Gruben hebt und auf dem Mittelgleise verlädt.



Zum Schutze der Grubensohle gegen Zerstörungen durch den Bagger, ist diese durch eingelassene Altschienen verstärkt worden. Der Beton hat 1 : 2,5 : 5 Mischung. Die Grubensohle liegt 2 m unter Grundwasser, so daß sich die Füllung mit Wasser selbst ergänzt. Im Winter verhindert die heiße Asche ein Zufrieren. In mehreren Fällen ist die Sohle nach innen geneigt angelegt worden, um das Nachrutschen der Asche zu begünstigen.

Zur Bedienung genügt 1 Mann. Die durchschnittliche Löschzeit ist 30 Minuten, so daß stündlich etwa 30 Maschinen über die Gruben gehen können. Die zugehörige Bekohlungsanlage ist für entsprechende Leistungsfähigkeit eingerichtet. (Engineering v. 15. 7. 21.)

Gl.

WIRTSCHAFTLICHE MITTEILUNGEN.

VEREINSNACHRICHTEN.

50 jähriges Jubiläum der Fabrik für Eisenhoch- und Brückenbau Louis Eilers, Hannover-Herrenhausen.

Die weit über die Grenzen des Reiches hinaus bekannte Firma für Eisenhoch- und Brückenbau Louis Eilers blickt jetzt auf 50 Jahre ihres Bestehens und auf bedeutsame Leistungen im Eisenbau zurück, die sie in den vergangenen 5 Jahrzehnten auszuführen berufen gewesen ist. Zum Andenken an den Gründer der Firma, den Kommerzienrat Louis Eilers (geboren am 19. April 1844, gestorben am 27. April 1917), widmet sie aus dem obigen Anlasse eine Jubiläumsausgabe in Form eines Albums, welches in wohlgelungenen Bildern die hauptsächlichsten Eisenbauten wiedergibt, welche die Firma in der Spanne von 50 Jahren erbaut hat. Wie die vergangenen 5 Jahrzehnte eine hochbedeutungsvolle Zeit für die Entwicklung des gesamten deutschen Eisenbaues gewesen sind, so waren sie es auch in gleicher Zeit für die Entwicklung des Werkes Louis Eilers. Aus verhältnismäßig bescheidenen Anfängen an hat sich das Werk, eng verknüpft mit der Fortentwicklung der deutschen Eisenindustrie, glanzvoll entwickelt. Bauten, wie die Markthalle in Hannover, deren Entwurf von Müller-Breslau herrührt, viele Fabrikgebäude in Mitteldeutschland, die Bahnsteighallen des Hauptbahnhofes Leipzig, Erweiterungshallen am Bahnhof Hannover, eine Schwebefähre in Rio de Janeiro, die Eisenbahnhochbrücke über den Kaiser-Wilhelm-Kanal bei Hochdonn, große Bauausführungen für die Bergwerksanlagen der Ilseder Hütte, eine bedeutende Anzahl im In- und Auslande ausgeführter Stauwerke zur Ausnützung von Wasserkräften, die Flugzeughalle in Warnemünde, die Überführung der Nenndorfer Chaussee in Linden, die Hängebrücke über den Paranahyba in Südamerika und anderes mehr geben ein beredtes Zeugnis von der dauernd sich steigernden Leistungsfähigkeit und glanzvollen Arbeit des Werkes.

Mit der Größe der ihr gestellten Aufgaben wuchs naturgemäß auch das Werk selbst; bald waren die im Jahre 1884 bezogenen Fabrikräume in Hannover-List zu eng geworden, sodaß ein neues, nach neuzeitlichen Gesichtspunkten angeordnetes und mit den besten Mitteln ausgestattetes Werk in Hannover-Herrenhausen errichtet werden mußte, das erst die Grundzüge für eine großzügige Arbeitsentfaltung schuf und die Möglichkeit in sich schloß, jeder Aufgabe, die an die Firma herantrat, gerecht zu werden. Und was damals erhofft wurde, ist eingetreten, und überall in Europa und ebenso für das überseeische Ausland hat die Firma, wie die vorangehende kurze Zusammenstellung zeigt, Eisenbauwerke geliefert und aufgestellt, die dem deutschen Eisenbau zu besonderer Ehre gereichen. Dabei hat es die

Firma stets verstanden, nicht nur rein wirtschaftlich zu arbeiten, sondern auch ästhetische Bauwerke zu schaffen, die bedeutsame Beispiele für die Kunst des Bauens in Eisen sind.

Möge es der Firma Louis Eilers beschieden sein, sich weiter auch in Zukunft zu entwickeln und dem deutschen Eisenbau noch manches schöne vorbildliche Werk zu schenken. M. F.

AGO-Ausschuß für die Gebührenordnung.

Eine Abänderung und Erweiterung der Gebührenordnung für Architekten und Ingenieure zum 1. Oktober 1921 ist durch den AGO. in seiner am 23. Juli ds. Js. abgehaltenen Sitzung beschlossen worden. Die Änderungen beziehen sich zunächst auf eine in juristischem Sinne bessere Fassung eines Teiles I, Allgemeine Bestimmung, Rechtsstreitigkeiten aus der Anwendung der GO. sollen außerdem, falls nicht andere Vereinbarungen getroffen werden, in Zukunft durch Schiedsgerichte unter Anwendung der Schiedsgerichtsordnung des „Deutschen Ausschusses für das Schiedsgerichtswesen" entschieden werden. Außerdem sind in dem Abschnitt über die Gebühren der nach Zeit zu berechnenden Arbeiten diese auf 35,— M./Stunde festgesetzt, während die Mindestgebühr 70,— M. betragen soll, und im Abschnitt Nebenkosten wird die Reiseaufwandsentschädigung für den Tag ohne Übernachten auf 70,— M., dazu für Übernachten auf weitere 40,— M. heraufgesetzt. Diese Bestimmungen gelten einheitlich sowohl für die GO. der Architekten wie diejenige der Ingenieure. Außerdem ist mit Rücksicht auf die besonderen Teuerungsverhältnisse der besetzten Gebiete für diese bei allen Arbeiten, die nicht nach Hundertsteln der Bausumme vergütet werden, ein besonderer Teuerungszuschlag von 25 vH bewilligt.

Ergänzt ist die Gebührenordnung für städtebauliche Arbeiten, indem der noch ausstehende Abschnitt über städtebauliche Einzelarbeiten eingefügt ist. Die Bewertung erfolgt nach der zu bearbeitenden Fläche unter Berücksichtigung besonderer Schwierigkeitsgrade. Erhöht ist die Gebührentabelle für Ortsbaupläne um rd. 30 vH, da die damit arbeitenden Städtebauer die bisherige Gebühr für unzureichend erklärt haben. Im übrigen ist bei der GO. für städtebauliche Arbeiten, nachdem sie nunmehr 2 Jahre angewendet wird, der Zusatz „Entwurf" gestrichen.

Diese Änderungen und Zusätze sind auch in die Gebührenordnung für Ingenieure aufgenommen.

Die sämtlichen Gebührenordnungen erscheinen im Verlag von Julius Springer und sind durch diesen oder den Buchhandel, nicht aber von der Geschäftsstelle des AGO., zu beziehen.

Preisausschreiben für Betonbauweisen zu Wohnzwecken.

Zur Bekämpfung des Wohnungsmangels hat der Deutsche Zement-Bund vor einiger Zeit Preise im Gesamtbetrage von 21 000 M. (1. Preis 8000 M.) für Arbeiten ausgesetzt, in denen Bauausführungen für Wohnzwecke in Betonbauweisen beschrieben und möglichst durch Abbildungen veranschaulicht werden. Wie aus den an den Deutschen Zement-Bund gelangenden Zuschriften hervorgeht, sind verschiedene Interessenten der Ansicht, daß das Ausschreiben nur für Reichsdeutsche offen sei; dies ist nicht der Fall. Jede rechtliche oder private deutsche Person ist zugelassen, ebenso jeder Deutsch-Österreicher. Ferner trifft die mehrfach geäußerte Annahme nicht zu, daß der Bezug der Bedingungen mit Kosten verknüpft sei. Der Zement-Bund Berlin-Charlottenburg, Knesebeckstr. 74, versendet diese auf Anfrage kostenlos und portofrei. Die Arbeiten sind bis zum 8. Oktober einzusenden. Hoffentlich ist die Betätigung eine rege, da auf diese Weise ein wertvolles Material gesammelt wird, dessen Ausnutzung zur Verbilligung der Wohnungsbauten führen soll.

Einweihung des Neubaues der Bauingenieurabteilung an der Technischen Hochschule in Karlsruhe i. B.

Am 25. und 26. November d. J. findet die Einweihung des nach dem Kriege errichteten Neubaues der Bauingenieurabteilung an der Technischen Hochschule in Karlsruhe statt. Damit erhält diese Abteilung ein Heim, das sie bisher entbehren mußte.

Trotz aller Not der Zeit ist es dank der Fürsorge der badischen Landesregierung möglich geworden, den schon vor dem Kriege in Aussicht genommenen Bau fertigzustellen. Der Unterstützung von Gönnern aus der Industrie ist es zu danken, daß die für Unterricht und Forschung unentbehrlichen Laboratorien, wenn auch mit einfachen Mitteln, errichtet werden konnten.

Die Unterzeichneten laden alle ehemaligen Hörer der Bauingenieurabteilung an der „Fridericiana" ein, an den schlichten Einweihungsfeierlichkeiten teilzunehmen. Meldungen nimmt der unterzeichnete Abteilungsvorstand entgegen.

Der Rektor: gez. Benoit. Der Abteilungs-Vorstand: gez. Probst.

GERICHTLICHE ENTSCHEIDUNGEN.

Änderungen der Sozialversicherung infolge des Friedensvertrages.

(Nr. 6618. Nachdr. verb.). Auch auf dem Gebiete der Arbeiter- und Angestelltenversicherung ist der 10. Januar 1920 — der Tag des Friedensschlusses — maßgebend für die Berechnung aller im Vertrage vorgesehenen Fristen. Mit diesem Tage ist die Staatshoheit über die von Deutschland abzutretenden Gebiete an die im Vertrage bezeichneten feindlichen Staaten übergegangen — mit Ausnahme von Elsaß-Lothringen, das bereits am Tage des Waffenstillstandes, dem 11. November 1918, unter die französische Staatshoheit getreten ist. Soweit der Friedensvertrag eine Abstimmung der Bevölkerung vorschreibt, ist die Staatshoheit je nach dem Ausfall und der Zeit der Abstimmung übergegangen.

Nach dem Ausscheiden des Danziger Gebietes aus dem Deutschen Reiche ging ein Teil der Berufsgenossenschaften dazu über, die Rentenzahlungen nach diesem Gebiet einzustellen und die Rentenfestsetzung für Unfälle, die sich nach diesem Zeitpunkt dort ereigneten, abzulehnen. Verhandlungen zwischen den maßgebenden Behörden führten zu dem Ergebnis, daß seitens des Staatsrats von Danzig die Erklärung in Aussicht gestellt wurde, daß alle Entschädigungsfeststellungen von deutschen Berufsgenossenschaften als für den neuen Staat verbindlich anerkannt und die Durchführung der Bestimmungen der Berufsgenossenschaften, insbesondere auch die Einziehung der Umlagebeiträge, gewährleistet werden solle. Infolgedessen zahlen die Berufsgenossenschaften die Renten nach dem Danziger Gebiet vorläufig weiter und übernehmen auch die Entschädigungen für Unfälle, die sich dort nach dem Ausscheiden Danzigs aus dem Reiche ereignet haben.

Ähnlich liegt die Sache im Memelgebiet, das inzwischen ein eigenes Oberversicherungsamt errichtet hat.

Nach einer Verordnung der Regierung der Tschechoslowakischer Republik vom 4. Mai 1920 ist die Unfallversicherung aller Arbeiter vom 1. Januar 1920 an die Arbeiterunfallversicherungsanstalt für Mähren und Schlesien in Brünn übertragen worden. Diese zahlt solchen Verletzten, die am 1. Mai 1920 im abgetretenen Gebiet ihren dauernden Wohnsitz hatten, auch die von deutschen Versicherungsträgern bis 31. Dezember 1920 rechtskräftig zugesprochenen Renten.

Dänemark zahlt an die im abgetretenen Gebiet wohnenden Berechtigten die Renten.

Frankreich hat die Berufsgenossenschaften aufgefordert, die Urkunden und Aktenstücke ihrer Betriebe in Elsaß-Lothringen zusammenzustellen und für die Ablieferung bereitzuhalten.

Die Verhandlungen mit Polen sind noch nicht zum Abschlusse gelangt; infolgedessen mußten vorläufig deutsche Rentenzahlungen dorthin unterbleiben. rd.

Herbeiführung der Nichtigkeit eines Patents durch den Lizenznehmer.

(Reichsger. I. 240/20.)

(Nachdruck verboten.) Der Kläger hatte als Inhaber eines Patents dem Beklagten für eine bestimmte, am 31. Dezember 1916 ablaufende Zeit das ausschließliche Recht zur Herstellung von Waren, unter Benutzung des Patents übertragen, woraus dem Kläger eine Lizenzabgabe von 12 000 M zufließen sollte. Ferner hatte nach dem Vertrage der Beklagte dem Kläger monatlich eine bestimmte Anzahl der patentierten Gegenstände zu einem bestimmten Preise zu liefern. Für den Fall des Erlöschens des Patents sollte auch der Vertrag zwischen den Parteien erlöschen, ohne daß einem der Vertragsteile ein Recht auf Schadensersatz oder Erfüllung zustehen sollte.

Vor Abschluß dieses Vertrages hatten zwischen dem Kläger und einem dem Beklagten befreundeten Fabrikanten Differenzen bestanden, die auf Veranlassung des Beklagten dadurch beigelegt wurden, daß der Fabrikant die Erzeugung von Gegenständen, die gegen das Patent des Klägers verstießen, einstellte und ihm 4000 M Schadenersatz zahlte. — Während nun der Vertrag lief, erhob der Fabrikant wegen des Patents die Nichtigkeitsklage. Vom Patentamt abgewiesen, legte der Fabrikant auf Betreiben des Beklagten, der von dem Vertrage loskommen wollte, Berufung ein, und das Reichsgericht erklärte auch im Juni 1917 das Patent wegen Mangels der Neuheit für nichtig.

Nunmehr verlangte der Kläger von dem Beklagten 12 000 M Lizenzgebühr und 10 000 M Schadensersatz, und das Reichsgericht hat den Anspruch des Klägers dem Grunde nach für gerechtfertigt erklärt. Der Beklagte, so heißt es in den Gründen, kann sich nicht auf das Erlöschen des Patents stützen, weil er selbst gegen Treu und Glauben die Nichtigkeitserklärung des Patents herbeigeführt hat.

Der Beklagte hatte eine ausschließliche Lizenz. Er hatte die Verpflichtung übernommen, bis zum Dezember 1916 mindestens 100 000 der patentierten Gegenstände herzustellen und 5000 Stück außerdem monatlich an den Kläger zu liefern. Er hat aber die von ihm fabrizierten Waren während der ganzen Dauer des Vertrages ohne die patentierte Vorrichtung hergestellt und keine Lieferung an den Kläger ausgeführt. Der Beklagte hat also während der ganzen Vertragsdauer dem Vertrage zuwidergehandelt. Die Nichtigkeitserklärung des Patents erfolgte erst im Juni 1917, also rund ein halbes Jahr nach Ablauf des Vertrages.

Der Beklagte irrt, wenn er meint, die nachträgliche Vernichtung des Patents befreie den Lizenznehmer von der Zahlung der vorher fällig gewordenen Lizenzgebühren. Der Lizenznehmer hat — nach der ständigen Rechtsprechung des Reichsgerichts — die bis zur Vernichtung fällig gewordenen Lizenzgebühren zu zahlen, wenn er bis dahin die Möglichkeit der vollen Ausnutzung des Patents hatte. rd.

PATENTBERICHT.

Wegen der Vorbemerkung (Erläuterung der nachstehenden Angaben) s. Heft 1 vom 15. Januar 1921. S. 30.

A. Bekanntgemachte Anmeldungen.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 14. Juli 1921.

Kl. 19 d, Gr. 3. D 38 789. Dortmunder Brückenbau C. H. Jucho, Dortmund. Tropftülle zur Entwässerung eiserner Brücken. 24. XII. 20.

Kl. 20 b, Gr. 16. G 52 472. Heinrich Glahe, Nordhausen. Sandstreuvorrichtung; Zus. z. Pat. 332 439. 30. XI. 20.

Kl. 38 h, Gr. 2. M 71 009. Herbert Marten, Hamburg, Mesterkamp 2. Verfahren zur Imprägnierung von Rundhölzern nach Boucherie. 13. X. 20.

Kl. 42 a, Gr. 2. M 71 861. Georg Müller, Wurzen. Reißfeder. 20. XII. 20.

Kl. 42 k, Gr. 30. M 68 931. Percival Edwin McNeil, Essendon, Victoria, Austral. Vertr.: Dr.-Ing. R. Geißler, Pat.-Anw., Berlin SW. 11. Verfahren und Vorrichtung zur Bestimmung von schadhaften Stellen in Rohren. 10. IV. 20. England 12. IV. 19.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 18. Juli 1921.

Kl. 20 g, Gr. 9. S 55 187. Jean Charles Séailles, Paris; Vertr.: Dipl.-Ing. Walter Riese, Pat.-Anw., Charlottenburg. Wasserkran zur Speisung von Lokomotiven. 30. XII. 20. Frankreich 7. I. 18.

Kl. 35 b, Gr. 1. K 73 979. Gustav Kersting, Duisburg-Meiderich. Schutzvorrichtung für den Kastenträger von Laufkranen gegen Anfahren durch die Laufräder. 31. VII. 20.

Kl. 35 b, Gr. 7. N 18 260. Franz Neumann, Geesthacht. Vorrichtung zum Verladen oder Stapeln von Bausteinen und dgl. 23. X. 19.

Kl. 37 e, Gr. 8. M 66 915. Wilhelm Miertsch, Raguhn i. Anh. Gerüsthalter. 23. IX. 19.

Kr. 37 e, Gr. 9. Sch 55 347. Hans Schirmann, Friedrichshagen. Verschalung für Guß- und Stampfbauten. 3. VI. 19.

Kl. 80 a, Gr. 59. L 48 558. Paul Leschinsky, Berlin, Landshuter Str. 17. Verfahren zur Herstellung von Betonsteinen. 14. VII. 19.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 21. Juli 1921.

Kl. 5 b, Gr. 12. A. 34 954. Clemens Abels, Berlin, Klopstockstr. 51. Abbauverfahren zur Gewinnung von Braunkohle und dgl. im Tagebau. 24. II. 21.

Kl. 80 b, Gr. 9. B 97 324. Heinrich Baumgartner, Kohlgrub, Oberbayern. Verfahren zur Herstellung von Bausteinen aus Torf. 11. 12. 20.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 25. Juli 1921.

Kl. 19 a, Gr. 11. G 43 844. Georgsmarien-Bergwerks- und Hütten-Verein Akt.-Ges., Osnabrück. Schienenbefestigung. 24. III. 16.

Kl. 20 i, Gr. 33. H 83 298. Kurt Heinz, Charlottenburg, Tegeler Weg 105 u. Anton Antoni, Berlin, Schönhauser Allee 126. Vorrichtung zum selbsttätigen Anhalten von Eisenbahnfahrzeugen. 17. I. 21.

Kl. 65 a, Gr. 54. K 76 994. Walter Ketzscher, Dessau. Vorrichtung zum selbsttätigen Öffnen von Schlepphaken. 30. III. 21.

Kl. 65 c, Gr. 12. G 53 218. Robert B. Goldschmidt, Brüssel; Vertr.: Dr. L. Gottscho, Pat.-Anw., Berlin W. 8. Einrichtung zum Befördern von Wasserfahrzeugen auf dem Land- und Wasserwege. 25. II. 21. Belgien 16. V. 14.

Kl. 80 b, Gr. 5. B 97 618. Buderussche Eisenwerke, Wetzlar a. L. Verfahren zur Herstellung einer als Ausgangserzeugnis für die Verarbeitung auf Leichtsteine u. dgl. geeigneten Schlacke mittels einer Luftgranulationseinrichtung. 3. I. 21.

Kl. 80 b, Gr. 21. D 38 720. Ludwig Georg Dallhoff u. Willars Lunn, Holte, Dänemark; Vertr.: Dr. L. Gottscho, Pat.-Anw., Berlin W. 8. Verfahren zur Herstellung eines leichten, stückigen Betonzuschlages aus Moler u. dgl. durch Sintern mit Flußmittel. 9. XII. 20.

B. Erteilte Patente.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 18. Juli 1921.

Kl. 19 c, Gr. 11. 340 951. Gustav Siegrist, Karlsruhe i. B., Augustastr. 10. Fahrbare Vorrichtung zur Herstellung von Straßen. 30. XII. 17. S 47 611.

Kl. 20 i, Gr. 3. 340 952. Deutsche Eisenbahnsignalwerke Akt.-Ges., Georgsmarienhütte. Dreibegriff-Vorsignal. 11. X. 19. D 36 530.

Kl. 20 i, Gr. 4. 340 877. William Hamilton Martin, Vlissingen, Niederlande; Vertr.: Dr.-Ing. R. Specht, Pat.-Anw., Hamburg. Weiche mit stumpfer, zwei Laufflächen besitzender Zunge. 19. II. 20. M 68 352. England 19. II. 19.

Kl. 20 i, Gr. 5. 340 878. Georg Otto Hammann, Oppeln, Krakauer Str. 44. Hakenweichenschloß; Zus. z. Pat. 312 449. 15. II. 20. H 80 021.

Kl. 20 i, Gr. 9. 340 879. Adolf Bleichert & Co., Leipzig-Gohlis. Verriegelungseinrichtung für Hängebahnweichen. 15. VIII. 20. B 95 496.

Kl. 20 i, Gr. 14. 340 880. Fa. Johann Kremenezky, Wien; Vertr.: Dipl.-Ing. T. R. Koehnhorn, Pat.-Anw., Berlin SW 11. Elektrisches Blinklicht für Eisenbahnsignale. 20. VI. 20. K 73 489. Österreich 15. II. 17.

Kl. 20 i, Gr. 15. 340 881. Manfred Mühler, Königsberg, Pr., Fließstr. 12. Durch den Fuß zu betätigende Weichenstellvorrichtung für Straßen- und Kleinbahnen. 18. II. 20. M 68 342.

Kl. 20 i, Gr. 15. 340 882. Conrad Urhahn, Bremen, Werderstr. 63. Weichenstellvorrichtung, insbesondere für Straßen- und Kleinbahnen. 16. IV. 20. U 7009.

Kl. 20 i, Gr. 33. 340 953. Thomas T. Chaloner, New York; Vertr.: G. Hirschfeld, Pat.-Anw., Berlin SW. 68. Vorrichtung zum selbsttätigen Anhalten von Eisenbahnzügen. 3. VI. 20. C 29 132.

Kl. 20 i, Gr. 34. 340 911. Charles Lefebvre, Paris; Vertr.: R. H. Korn, Pat.-Anw., Berlin SW. 61. Sicherheitsvorrichtung. für die Wiedergabe der Signale auf der Lokomotive. 3. VI. 20. L 50 594. Frankreich 27. II. 20.

Kl. 20 i, Gr. 34. 340 954. Eric Hartwig Whytehead, Leeds. Engl.; Vertr.: M. Wagner, Pat.-Anw., Berlin SW. 11. Kontaktvorrichtung an Eisenbahnzügen. 14. II. 18. W 50 389. England 23. VI. 17.

Kl. 20 i, Gr. 35. 340 955. Joseph Bethenod, Paris; Vertr.: C. v. Ossowski, Pat.-Anw., Berlin W. 9. Elektrische Einrichtung zur Wiederholung von Streckensignalen auf Lokomotiven. 23. VI. 20. B 94 682. Frankreich 3. V. 19.

Kl. 20 i, Gr. 35. 340 956. Michael Gruber, Mozartstr. 9 u. Karl Schuster, Fraunhoferstr. 19, München. Elektrisch betriebene Signalanlage für Eisenbahnen. 18. VI. 20. G. 51 185.

Kl. 20 i, Gr. 36. 340 885. J. Pohlig Akt.-Ges., Köln-Zollstock u. Fritz Bielefeld, Köln, Wormser Platz 23. Blockanlage für elektrische Bahnen mit fest verlegter Fahrleitung. 24. VIII. 19. P 38 295.

Kl. 20 i, Gr. 38. 340 957. M. Emile-Pierre-Antoine Abric, Paris; Vertr.: Dr. B. Alexander Katz, Pat.-Anw., Berlin SW. 48. Selbsttätige Streckensicherung für Eisenbahnen. 13. IX. 18. A 30 978. Frankreich 7. X. 16.

Kl. 37 d, Gr. 36. 340 764. Wilhelm Buderus, Duisburg, Ahornstr. 13, Wagerecht verspannte Einfriedigung aus Eisenbetonpfosten. 24. XI. 14. B 78 582.

Kl. 42 c, Gr. 9. 340 765. Antoine François Benoit, Paris; Vertr.: O. Siedentopf, Dipl.-Ing. W. Fritze u. Dipl.-Ing. G. Bertram, Pat.-Anwälte, Berlin SW. 68. Geländemesser. 26. II. 20. B 93 020. Frankreich 9. IV. 19.

Kl. 42 c, Gr. 12. 340 831. Friedr. Krupp, Akt.-Ges., Essen, Ruhr. Flächenmeßvorrichtung. 9. VIII. 19. K 69 751.

Kl. 84 a, Gr. 3. 340 979. Oskar Albe, Hannover-Herrenhausen. Selbsttätiges Stauwehr mit Roll- oder Hebelgewichtsausgleich. 16. V. 20. A 33 440.

Kl. 84 a, Gr. 3. 340 980. Friedr. Krupp, Akt.-Ges., Grusonwerk, Magdeburg-Buckau. Segmentwehr. 27. III. 20. K 72 500.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 25. Juli 1921.

Kl. 19 a, Gr. 28. 340 994. John Wattmann, Berlin-Lankwitz, Lessingstr. 12a. Pendelsäge. 27. II. 20. W 54 647.

Kl. 19 a, Gr. 28. 341 160. Heinrich Kiebel, Senftenberg N. L. Vorrichtung zum seitlichen Verschieben von Bagger- und dgl. Gleisen; Zus. z. Pat. 328 155. 30. VI. 20. K 73 604.

Kl. 20 g, Gr. 1. 340 995. Franz Greß, München, Clemensstr. 28. Ungleicharmige Drehscheibe. 27. VII. 20. G 51 573.

Kl. 20 i, Gr, 8. 341 118. Wilhelm Büscher, Eickel II b. Wanne, Westf. Schmiervorrichtung für Weichenzungengleitstühle. 26. II. 18. B 85 645.

Kl. 20 i, Gr. 11. 340 996. Alfred Monard, Paris; Vertr.: W. Zimmermann, Pat.-Anw., Berlin SW. 11. Elektrische Weichenstellvorrichtung. 23. VI. 20. M 69 746. Frankreich 8. XI. 17.

Kl. 20 i, Gr. 11. 341 034. Otto Uebel, Berlin-Pankow, Kavalierstr. 11. Hebelschalter für elektrische Stellwerke. 5. II. 21. U 7376.

Kl. 20 i, Gr. 11. 341 035. Otto Uebel, Berlin-Pankow, Kavalierstr. 11. Gemeinschaftlicher Verschußmagnet für getrennte Fahrstraßen- und Signalhebel. 5. II. 21. U 7377.

Kl. 20 i, Gr. 27. 340 997. Ludwig Hafkemeyer, Osnabrück, Kommenderiestr. 12. Haltestellenanzeiger. 6. XI. 20. H 83 008.

Kl. 20 i, Gr. 31. 341 036. Otto Uebel, Berlin-Pankow, Kavalierstr. 11. Schienendurchbiegungskontakt. 10. XI. 20. U 7289.

Kl. 20 i, Gr. 31. 341 037. Siemens & Halske Akt.-Ges., Siemensstadt b. Berlin. Schienendurchbiegungskontakt. 24. IV. 20. S 52 869.

Kl. 20 i, Gr. 31. 341 038. Otto Stritter, Dresden, Eisenstuckstr. 56. Quecksilberschienendurchbiegungskontakt. 18. II. 21. St 34 146.

Kl. 20 i, Gr. 38. 340 998. McKenzie, Holland u. Westinghouse Power Signal Co. Limited, London; Vertr.: Dr.-Ing. R. Geißler, Pat.-Anw., Berlin SW. 11. Streckenblocksystem für Eisenbahnen. 29. VIII. 20. M 70 561.

Kl. 20 i, Gr. 41. 340 999. Theodor Fechteler, Mühlheim (Ruhr)-Heißen. Streckenkontrolle. 18. XII. 19. F 45 879.

Kl. 20 i, Gr. 42. 341 039. Société Auxiliaire des Tramways et Chemins de Fer, Brüssel; Vertr.: Dipl.-Ing. C. Clemente, Pat.-Anw., Berlin SW. 61. Selbsttätige elektrische Blockungseinrichtung für eingleisige Strecken. 25. X. 17. S 47 313. Belgien 25. X. 16.

Kl. 20 i, Gr. 43. 341 040. August Becker, Canth b. Breslau. Knallkapsel für Eisenbahnsignalzwecke. 12. IX. 19. B 90 753.

Kl. 65 a, Gr. 54. 341 057. Friedrich Haschke, Staßfurt, Schlepphaken für Schiffe. 23. XI. 20. H 83 220.

Kl. 80 a, Gr. 45. 341 018. Werner Thoerig, Zürich, Schweiz; Vertr.: Dipl.-Ing. Benjamin, Pat.-Anw., Berlin SW. 11. Verfahren und Einrichtung zur Herstellung von Kassenschränken aus Beton und Eisen; Zus. z. Pat. 316 091. 12. VI. 19. T 22 851.

Kl. 80 b, Gr. 3. 340 986. Elektrowerke Akt.-Ges., Berlin u. Dr.-Ing. Heinrich Luftschitz, Dresden, Münchener Str. 16. Verfahren zur Herstellung von hydraulischen Bindemitteln aus Braunkohlenasche. 21. VI. 19. L 48 438.

Kl. 84 a, Gr. 3. 341 020. Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg A.-G., Nürnberg. Antrieb für wagerecht geteilte Schützen bei Wehranlagen mit nur einem Windwerk für beide Schützen. 17. V. 19. M 65 687.

Kl. 84 a, Gr. 4. 340 981. Otto W. Walscheid, Engelskirchen-Hardt, Rhld. Einrichtung zum Gewinn von Wasserkräften aus Gebirgsbächen und anderen kleinen Wasserläufen. 30. XII. 19. W 54 258.

Kl. 84 c, Gr. 2. 341 021. Ludwig Zimmermann, München, Plinganser Str. 119a. Verfahren zum Verhindern des Eindringens von Grundwasser beim Absenken eines Vortreibrohres zum Herstellen von Ortpfählen aus Beton. 7. IV. 20. Z 11 506.

Kl. 84 d, Gr. 5. 341 180. J. L. P. van Hasselt, Heelsum, Holland; Vertr.: C. v. Ossowsky, Pat.-Anw., Berlin W. 9. Siebvorrichtung für Kiesbaggermaschinen. 14, X. 16. H 71 077. Holland 14. IX. 16.

Kl. 85 b, Gr. 1. 341 183. Permutit Akt.-Ges., Berlin. Verfahren und Vorrichtung zum wechselseitigen Betriebe von Filtern mit basenaustauschendem Filtermaterial. 12. VIII. 17. P 35 922.

Kl. 85 c, Gr. 6. 341 022. Wilhelm Wurl, Berlin-Weißensee, Rölkestr. 73. Verteiler für Siebtrommeln zum Reinigen von Flüssigkeiten, z. B. von Abwässern. 3. IX. 20. W 56 145.

BÜCHERBESPRECHUNGEN.

Hölzerne Dachkonstruktionen, ihre Ausbildung und Berechnung. Von Dr.-Ing. Th. Gesteschi, Zivilingenieur in Berlin. Zweite neubearbeitete Auflage. Mit 470 Textabbildungen. Geh. 43,40 M, geb. 48,00 M. Verlag Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin 1921.

Ein Zeichen für die Güte und den Wert des vorliegenden Buches, ebenso wie für dessen Notwendigkeit, ist der Umstand, daß schon 2 Jahre nach der ersten, damals von der Fachwelt bestens aufgenommenen Auflage die Neubearbeitung erscheinen konnte. Diese ist deshalb besonders zu begrüßen, weil sie den bedeutungsvollen Forschungen Rechnung, trägt, die im Laufe, gerade der letzten Jahre von der Holzbauindustrie durchgeführt worden sind und in erster Linie die Erweiterung unserer Kenntnissr von den Festigkeitseigenschaften des Holzes zum Gegenstande hatten. Auch wird die Neubearbeitung dem vielgestaltigen Fortschritte gerecht, der, namentlich durch die vorbildlichen Ausführungen einer Anzahl deutscher Sonderfirmen, in bezug auf die konstruktive Ausgestaltung der Holzdächer und größeren Holzhallen sich zu erkennen gibt. Ebenso sind die theoretischen Darlegungen erweitert und durch Aufnahme ausführlicher Rechnungsbeispiele über hölzerne Hallen wertvoll ergänzt. Demgemäß wird auch der vorliegenden zweiten Auflage dieselbe freundliche Aufnahme in der Fachwelt, namentlich auch in den Kreisen der Bauingenieure zuteil werden, deren ihre Vorgängerin sich mit Recht erfreuen durfte. Das Werk muß allseitig warm empfohlen werden. M. F.

Max Fr. Lutze. Leitfaden der Eisenbahn-Hochbauten. Verlag Degener, Leipzig. Zweite durchgesehene und erweiterte Auflage. Mit 188 Abb. Preis 4,50 M + Zuschläge. 1920.

Hier werden, soweit ihrer der Baugewerkschultechniker bedarf, die gebräuchlichsten und einfacheren Hochbauten, die in Verbindung mit dem Eisenbahnverkehr und -betrieb notwendig sind, besprochen und durch ziemlich übersichtliche Skizzen auch erläutert. Für Studierende der Hochschulen reicht die Bearbeitung nicht aus, wendet sich ja auch nicht an sie. Auf Vollständigkeit bezüglich der üblichen Typen kann die Bearbeitung keinen Anspruch machen. Indessen wird sich ein junger Techniker an der Hand des Leitfadens in das Gebiet der Eisenbahnhochbauten gut einarbeiten können und auf die Sonderheiten hingewiesen werden, die jenen Bauten eigen sind. M. F.

Erläuterungen zu den preuß. Hochbaubelastungsvorschriften 1919 (unter besonderer Berücksichtigung der Bestimmungen über Knicksicherheit). Von Ministerialrat Dr.-Ing. Ellerbeck; zweite neubearbeitete Auflage. Verlag Wilhelm Ernst & Sohn. Berlin. Preis 7,80 M.

Das aus seiner ersten Auflage bereits bestçns bekannte und infolge seines Wertes in der Praxis allseitig eingeführte kleine Buch liegt heute bereits in zweiter, erweiterter Auflage vor. In vielen Einzelpunkten ergänzt und den neueren Aufsätzen der Fachliteratur aus dem behandelten Gebiete Rechnung tragend, bringt die Neuauflage zudem auch manche wertvollen größeren Erweiterungen und Einschaltungen, namentlich bei Behandlung der Knickfragen. Damit hat der Wert der Ellerbeckschen Veröffentlichung noch weiter gewonnen. M. F.

Kegelförmige Behälterböden, -dächer und Silotrichter. Verfahren zur angenäherten Berechnung von Kegelschalen aus Beton und Eisenbeton auf Grund der Elastizitätstheorie nebst Anwendungsbeispielen. Von Dr.-Ing. Felix Kann, Assistent a. d. Techn. Hochschule Darmstadt. Verlag von Ernst & Sohn, Berlin 1921, Preis 16,50 M.

Der Verfasser hat mit seiner Arbeit eine sehr wichtige Frage des Eisenbetonbaus angeschnitten, die bisher in der Praxis wegen ihrer Schwierigkeit meistens irgendwie umgegangen worden ist. Das außerordentlich häufige Auftreten des hier behandelten Falles macht es notwendig, sich mit der Frage eingehender zu befassen. Der Verfasser stützt sich auf die von Federhofer 1916 in der Österr. Wochenschr. f. d. öfftl. Baudienst, S. 400 abgeleiteten Gleichgewichtsbedingungen an der achsensymmetrisch belasteten Umdrehungsschale. Durch Einsetzen des Wertes ∞ für den Meridianradius entsprechend dem Kegelmantel vereinfachen sich die Gleichungen. Weiterhin werden sie dadurch noch einfacher gemacht, daß die Biegungswiderstände der wagerechten Ringe vernachlässigt werden. Für Kegelschalen von einer Steilheit größer als 30^0 Basiswinkel darf diese Annahme nach den Untersuchungen von Fr. Dubois, Zürich 1917 (Diss.), unbedenklich gemacht werden. So wird die Differentialgleichung der Biegelinie der Meridiane ermittelt. Diese Differentialgleichung wird dann für verschiedene Belastungsfälle integriert. Für jeden Meridian liefern die Randbedingungen (4) Zahlenwerte für die 4 Unbekannten der Meridianbiegelinien. Hierbei sind die verschie-

densten Lagerungen der Kegelschalen (bzw. ihrer Meridiane) angenommen, auch sind oben offene und oben geschlossene Kegelschalen berücksichtigt.

Es sind im II. Teile als Beispiele behandelt: ein geschlossenes Kegeldach über einem kreisrunden Behälter im Erdreich, ein kegelförmiger Siloboden von 5,0 m oberer und 1,0 m unterer Weite sowie eine Kegelschale von 1,50 m Grundflächendurchmesser, nur 5 cm Mantelstärke und 30° Neigung gegen die Horizontale.

Die 40 Seiten umfassende Broschüre gibt Formeln an die Hand, mit denen die statisch Geschulte die Spannungen in Kegelschalen ohne sehr viel Mühe berechnen kann für Fälle, in denen gleichmäßig verteilte Belastung der ganzen Horizontalprojektion der Kegelschale vorliegt.

Die Ableitung der Formeln ist nicht einfach und sie ist so knapp dargestellt, daß die im Vorwort ausgesprochene Annahme, der praktisch tätige Ingenieur werde sich an die vorgeführten Beispiele halten, ohne den Ableitungen nachzugeben, sehr wohl zutreffen wird. Eine etwas ausführlichere Darstellung und eine Vorführung der Grundlagen der Federhoferschen Gleichungen würde sehr erwünscht gewesen sein, und die Arbeit zu einem selbständigen Ganzen gemacht haben, doch vermag der Fernerstehende nicht zu beurteilen, ob eine solche Darstellung den Umfang der Arbeit nicht zu sehr vermehrt hätte.

Man wird in der Praxis die soeben erschienene Broschüre, die eine schwer empfundene Lücke ausfüllt, mit großem Interesse aufnehmen und von den Ableitungen häufig Gebrauch machen, sicherlich auch Anregungen für die Behandlung ähnlicher Fälle aus der Kannschen Arbeit entnehmen.

Der Verfasser bittet nachträglich, noch folgende Druckfehler hiermit bekanntzugeben:

S. 3, 17. Zeile von oben lies: Spannung $\frac{6\sigma_1}{\delta^2}$, statt $\frac{\sigma_1}{\delta}$

S. 3. 19. Zeile von oben lies: Spannung $\frac{6\sigma_2}{\delta^2}$, statt $\frac{\sigma_2}{\delta}$

S. 10, 16. Zeile von unten lies: innerhalb der runden Klammern statt: innerhalb der eckigen Klammern.

S. 20, 15. Zeile von oben lies: $\sigma_{xz} = \frac{6\sigma_1}{\delta^2}$, statt $\sigma_{xz} = \frac{\sigma_1}{\delta}$.

Dr. Kunze, Dresden.

Selbstverwaltung in Technik und Wirtschaft. Von Dr. Otto Goebel. Verlag Julius Springer, Berlin 1921. Preis M 14,—.

Wer unter dem Titel eine systematische Darstellung, etwa von der wissenschaftlichen Durchdringung des Problems wie Kleins Organisationswesen der Gegenwart erwartet, wird das Buch bald fortlegen — wer dagegen eine Übersicht über wirtschaftspolitische Interessenvertretungen, Berufs- und Standesorganisationen, Klassenorganisationen, halbamtliche Selbstverwaltungsorganisationen, wissenschaftliche und andere Organisationen für Sonderfragen sich verschaffen will, findet dafür Namen (nicht Adressen) und die wichtigsten Angaben — allerdings auch nicht einmal fehlerfrei (z. B. S. 18 oder 31) und lückenlos, woraus freilich kein die Schwierigkeiten Erwägender zu einer Ablehnung des Planes kommen wird. Warum aber vielerlei, was wirklich in anderen, allgemein zugänglichen und leicht erreichbaren Nachschlagewerken auch eingesehen werden kann, nochmals abgedruckt wird, ist nicht ersichtlich bei dem beschränkten Raum, der für systematische Erörterungen von dem Inhaber einer ordentlichen Professur für Volkswirtschaftslehre ökonomischer und in einer die soziologische Tragweite des Problems ganz anders berücksichtigender Weise hätte ausgenutzt werden können oder vielmehr sollen. Nur so könnte eine Untersuchung — im allgemeinen wird aber gar keine solche, sondern nur eine Zusammenstellung geboten — tiefgehendere Wirkungen zeitigen, die über das auf den, Unbedeutendes und Wesentliches vermischenden, 4 Schlußseiten zusammengefaßte, das aus bestimmten Gründen trotz manches beherzigenswerten Winkes rein literarisch verbleiben wird, hinausgehen. Prof. Gehrig.

In seiner Besprechung meines Buches „Selbstverwaltung in Technik und Wirtschaft" geht Professor Gehrig zum Teil von unrichtigen Voraussetzungen aus. Ich habe das Buch auf die dringenden Vorstellungen des Vereins Deutscher Ingenieure, daß es an einer kurz zusammenfassenden, den Gegenwartsstand wiedergebenden Darstellung der überaus wichtigen Organisationsfragen der wirtschaftlichen Selbstverwaltung fehle, für die Welt der Unternehmer und Ingenieure geschrieben. Ich halte mich als Professor an einer Technischen Hochschule nicht nur für berechtigt, sondern sogar für verpflichtet, auch eine mehr praktisch als wissenschaftlich gerichtete Arbeit nicht zu scheuen, wenn für sie ein offenbares Bedürfnis vorliegt. Es stimmt nicht, daß leicht zugängliche Quellen vorhanden sind; die vorhandenen sind zu umfangreich, veraltet und zum Teil völlig unzuverlässig. Es ist dieser Irrtum des Besprechers verzeihlich, denn meine zahlreichen Informationsbesuche bei den besten Kennern von Teilgebieten haben das eine unzweifelhaft ergeben, daß niemand den Gegenwartsstand des wirtschaftlichen Organisationswesens ganz überschaute. Manche Unvollkommenheiten meines Buches, die zweifellos vorhanden sind, gehen auf diesen Umstand zurück und ferner darauf, daß die Arbeit, so einfach und mechanisch sie im Endergebnis erscheinen mag, über die Kraft eines einzelnen hinausging. Ich werde mich selbstlos freuen, wenn ein anderer es besser macht als ich. Zum mindesten werde ich dazu beigetragen haben, weiteren Arbeiten auf diesem wichtigen Gebiet den Weg zu ebnen. Das sollte auch das Bestreben der Kritik sein. Prof. Dr. Goebel.

Erwiderung.

Es hat für die Allgemeinheit wenig Wert, „unrichtige Voraussetzungen" zu unterstellen, wenn diese Behauptung weder wesentlich noch erwiesen ist. Es kommt auf das Gelingen oder Nichtgelingen eines — an und für sich durchaus zu billigenden, in diesem Fall sogar nötigen Unternehmens an. Kein Nationalökonom wird jemals „mehr praktisch als wissenschaftlich gerichtete" Arbeiten ablehnen — obwohl bei diesem populären Gegensatz kein Vertreter der Wirtschaftswissenschaft verweilen sollte, denn er besteht nicht — aber mehr als auf die Absicht — die ich im allgemeinen billige, während ich eine Darstellung nur für Unternehmer und Ingenieure ablehne — hat der Kritiker auf die Leistung zu sehen. Meine Besprechung hebt hervor, 1. daß ich sozialwissenschaftliche Verarbeitung des Materials vermisse, 2. daß es überflüssig ist, auch das leicht zugängliche Material abzudrucken, wie das z. B. mit der überall erhältlichen Gewerkschaftsstatistik geschieht. Daß andere Quellen schwerer zugänglich, daß vieles Gebotene dankenswert, ist etwas ganz anderes und nicht bestritten. Wenn Verf. die Zuverlässigkeit als conditio hervorhebt, ist das eine Selbstverständlichkeit, die aber leider das Buch nicht durchweg erfüllt. Die Hervorhebung solcher Fehler und anderer vermeidbarer Mängel, deren relative Unbedeutenheit jenem soziologischen Kernmangel gegenüber zu bemerken bleibt, ist Pflicht einer Kritik, die sich von Rücksichten oder Wohlwollen zu enthalten und die Unterschiede zwischen redaktioneller und wissenschaftlicher Arbeit zu kennzeichnen hat. Prof. Dr. Gehrig.

Dr.-Ing. Frölich, Rangieranlagen und ihre Bedeutung für den Eisenbahnbetrieb — unter besonderer Berücksichtigung der Beziehungen zwischen Höhenplan, Leistungsfähigkeit und Wirtschaftlichkeit. Im Buchhandel zu beziehen durch C. W. Kreidels Verlag, Berlin W. 9. 19 Tafeln in Umdruck. Preis 25 M und Teuerungszuschlag.

Als wertvollster Teil dieses Werkes ist die eingehende mathematische Darstellung der Bewegungsvorgänge zu bezeichnen, die sich beim Ablaufen von Wagen und Wagengruppen auf geneigten Verschiebeanlagen abspielen. An Stelle der bisher üblichen, mit vereinfachenden Annahmen arbeitenden Rechenverfahren tritt eine gründlichere, aber naturgemäß verwickeltere Behandlungsweise, die jedoch durch Tabellen die Berechnung zu erleichtern und durch Zuhilfenahme verschiedener Arten von Schaulinien die Anschaulichkeit in der Darstellung der Ergebnisse zu wahren sucht. Aus zahlreichen, mit großem Aufwand an Rechenarbeit durchgeführten Beispielen werden dann Schlüsse gezogen auf die Leistungsfähigkeit und Wirtschaftlichkeit der verschiedenen gebräuchlichen Anordnungen (Verschiebeanlagen mit gleichmäßig durchgehendem Gefälle, mit Eselsrücken sowie Zwischenformen) und darnach versucht, eine „Musteranordnung" aufzustellen. Bemerkenswert ist, daß der Verfasser die bisher vielfach, u. a. auch von Ammann auf Grund rechnerischer Untersuchungen behauptete Überlegenheit der Rangieranlagen mit Eselsrücken gegenüber denen mit gleichmäßig durchgehendem Gefälle bestreitet und zu dieser Streitfrage, in der noch nicht das letzte Wort gesprochen sein dürfte, zahlreiche neue Gesichtspunkte bringt.

Bei der Besprechung des Aufhaltens ablaufender Fahrzeuge bekämpft der Verfasser die jetzt gebräuchlichen Hemmschuhe und schlägt dafür eine von ihm erfundene Gleisbremse vor, die durch wagerecht an die Seitenflächen der Räder angreifende Bremsschienen betätigt und durch Benutzung der auf einen Spurkranzauflauf übertragenen Wagenlast geregelt wird. Nach Angabe des Verfassers im Vorwort seiner Abhandlung ist diese Erfindung bisher nur an einer nicht näher genannten Stelle im praktischen Betrieb eines Verschiebebahnhofs erprobt worden, es scheint daher kaum genügend begründet, wenn er am Schlusse seiner Untersuchungen hierauf fußend und auf Grund seiner Ableitung eines zweckmäßigsten Höhenplans den Umbau sämtlicher größeren preußischen Verschiebebahnhöfe nach diesen Grundsätzen als Notstandsarbeit anregt. Die hierdurch zu erzielenden Ersparnisse werden auf jährlich ¼ Milliarde Mark beziffert.

Aber selbst wenn man dem Verfasser nicht in allen diesen Urteilen und Vorschlägen ohne Einschränkung beizustimmen vermag, dürfte doch sein Werk besonders im Hinblick auf die wissenschaftliche Behandlung der Bewegungsvorgänge nicht ohne Bedeutung sein und hoffentlich zu weiterer Durchforschung dieses bisher nur wenig nach diesen strengen mathematischen Methoden behandelten Gebietes Anlaß geben. Auch bei der Bearbeitung größerer Entwürfe wird es bei kritischer Würdigung und Anwendung der abgeleiteten Lehren von Nutzen sein können. L.

Für die Schriftleitung verantwortlich: Geheimrat Dr.-Ing. E. h. M. Foerster, Dresden — Verlag von Julius Springer in Berlin W.
Druck von H. S. Hermann & Co., Berlin SW 19, Beuthstraße 8.

DER BAUINGENIEUR

2. Jahrgang | 15. Oktober 1921 | Heft 19

DIE NEUE ERZWÄSCHE IN BROISTEDT.

Von Geh. Hofrat Professor Dr.-Ing. e. h. Max Möller in Braunschweig.

Die Ilseder Hütte, Abt. Bergbau, Groß-Ilsede, erbaut zurzeit für ihr Werk Lengede auf der Feldmark Broistedt eine dritte Erzwäsche. Der Bau ist im Mai 1918 begonnen worden, mußte jedoch im Frühjahr 1919 auf ein Jahr unterbrochen werden, wurde im Mai 1920 wieder aufgenommen und sieht seiner Vollendung im August 1921 entgegen.

Der grundlegende Plan für den Neubau stammt von der Firma Humboldt, Köln-Kalk, welche die maschinelle Anlage geliefert sowie auch die Eisenkonstruktion ausgeführt hat. Auf Grund des Humboldtschen Vorentwurfs wurden die Ausführungspläne durch die Bauleitung, die in der Hand des Regierungsbaumeisters Hasenkamp liegt, unter Mitwirkung der mit der Ausführung betrauten Firmen Mölders & Cie., G. m. b. H., Hildesheim, und Boswau & Knauer G. m. b. H., Hannover, ausgearbeitet.

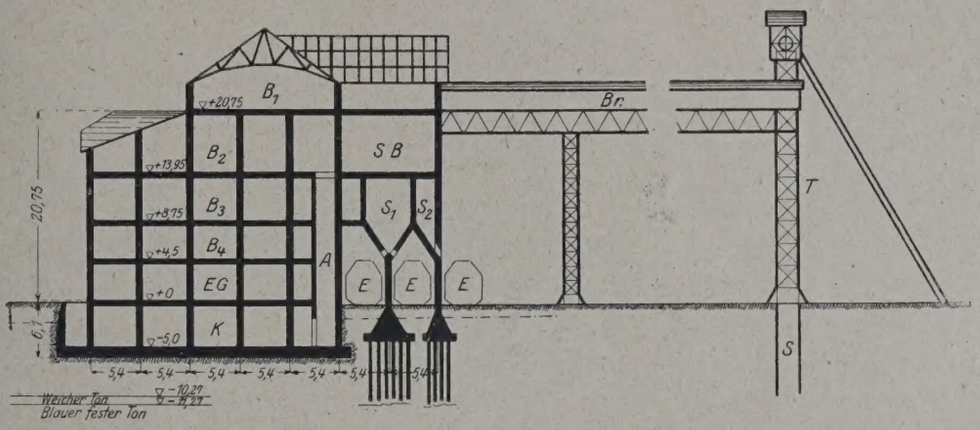


Abb. 1.

Die Gründung, das Keller- und Sockelgeschoß sowie die Erzbunker wurden in Beton und Eisenbeton hergestellt, und zwar durch die Firma Mölders & Cie, G. m. b. H., Hildesheim, welche zunächst auf Grund der vorliegenden allgemeinen Baupläne und der von der Firma Humboldt gelieferten Belastungsangaben diese Bauteile konstruktiv weiter durchzubilden hatte.

Der Betrieb der neuen Erzwäsche gestaltet sich folgendermaßen (vergl. Abb. 1): Die im weichen Tongestein eingebetteten Eisenerze werden bei Broistedt und Lengede für diese Wäsche im Tiefbau gewonnen, in dem Schachte S und dem Förderturme T gehoben und über die Förderbrücke auf die oberste Bühne B_1 des Gebäudes gefahren. Hier werden die Hunde mittels mechanisch angetriebener Kreiselwipper entleert. Das Material stürzt in Waschtrommeln (Bühne B_2), die um ihre Längsachse langsam rotieren, und deren Innenflächen zwecks Aufläuterung der zähen Masse mit Schaufeln ausgestattet sind. Das aufgeläuterte Material gelangt sodann in vorgelagerte auf der Bühne B_3 angeordnete Siebtrommeln, welche es nach Korngröße sortieren. Die einzelnen Kornsorten werden auf Grob- und Mittelkorn-Setzmaschinen, die auf einer Etage B_4 unter den Trommeln angeordnet sind, weiter verarbeitet. Diese Maschinen dienen dazu, das Eisenerz von dem mitgeführten Nebengestein zu trennen; die erzeugten Fertigprodukte werden in Unterfässern aufgefangen. Die Sande gelangen auf Sandsetzmaschinen, auf denen das Erz von den mitgeführten Sanden getrennt wird. Ganz feines Material wird auf Schüttelherden von Sand und Schlamm gereinigt, deren Wirkung darin besteht, daß durch Schütteln einer Herdplatte die schweren Erzteilchen weiter geschleudert werden als die Sandteilchen. Die in den Unterfässern gesammelten bezw. an den Herden abgezogenen Fertigprodukte werden in den im Erdgeschoß EG aufgestellten Entwässerungsapparaten entwässert. Von hier gelangen sie in Taschen, die im Tiefkeller K, welcher sich unter dem mittleren Teil des Gebäudes befindet, angeordnet sind. Aus diesen Taschen werden die Erze und Abgänge in Schnabelkippern aufgefangen und von hier durch die Aufzüge A auf die Silobühne S.B. befördert. Die 6 quadratischen Hauptzellen S_1 der Siloanlage nehmen die fertigen Erze auf, während die äußeren Zellen S_2 von rechteckigem Grundriß zur Aufgabe der ausgewaschenen Teile (Berge) dienen. Unter den Hauptzellen befindet sich die Eisenbahnanlage E für den Fernversand der Erze. Die äußeren Silozellen werden nach der dritten, außerhalb des Gebäudes liegenden Gleisanlage hin entleert.

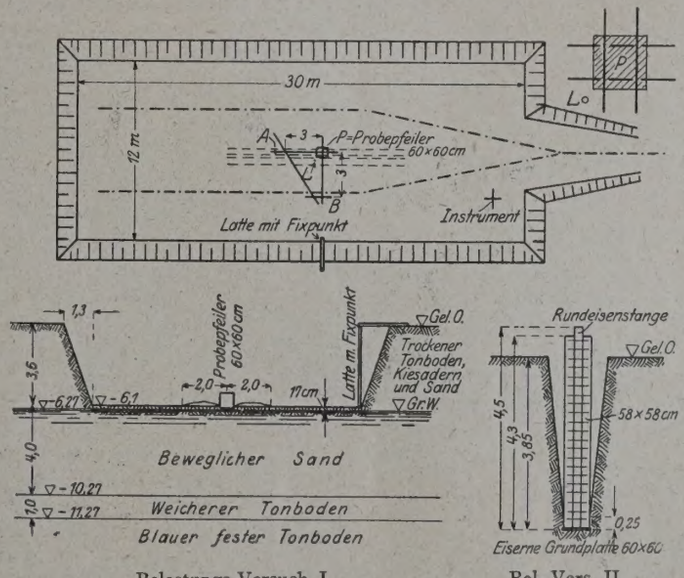


Abb. 2.

Eingehende Bodenbelastungsproben waren nötig, um die zweckmäßigste Gründungsart des Gebäudes zu ermitteln. Sie wurden von der Firma Mölders & Cie, G. m. b. H., unter meiner Mitwirkung ausgeführt. Es war in erster Linie zu entscheiden, ob man auf der 3,60 m unter Geländeoberfläche und 17 cm über dem Grundwasserspiegel liegenden

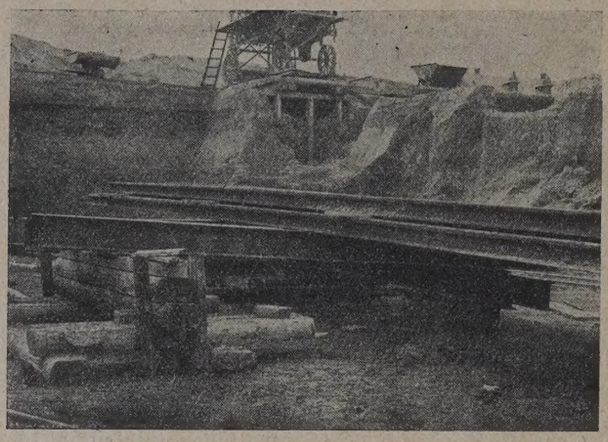


Abb. 3.

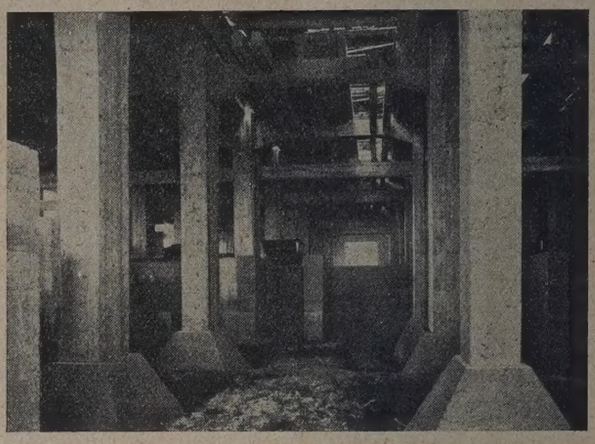


Abb. 6.

Kellerbaugrube Einzelfundamente errichten und diese mit 3 kg/qcm belasten könnte. Nach einer vorläufigen Untersuchung mit Sondiereisen sowie durch Aufgrabungen war festgestellt worden, daß der dort vorliegende Boden zu beweglich sei, um Einzelfundamente von erheblicher Belastung zu tragen. Es wurde von mir daher die in Abb. 2 dargestellte Pfeiler-Probebelastung I vorgeschlagen, der später die Belastungsprobe II folgte. Beide Ergebnisse seien nachstehend kurz erörtert.

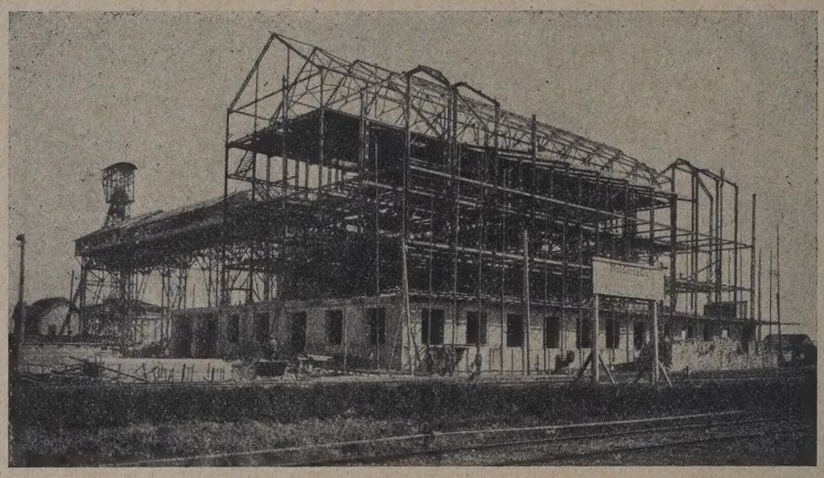


Abb. 4.

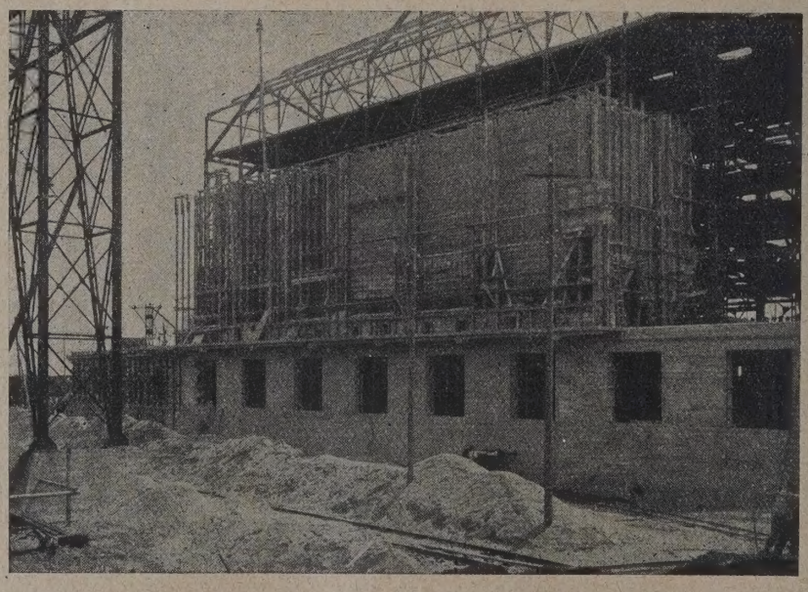


Abb. 5.

Die Bodenverhältnisse waren folgende (s. Abb. 2): Aufgrabungen und Bohrungen hatten gezeigt, daß unter der Ackerkrume zunächst recht guter Baugrund, bestehend aus trockenem Tonboden, durchsetzt mit einzelnen kiesig-sandigen Schichten, ansteht. Etwa in 3 m Tiefe unter Geländeoberfläche beginnt ziemlich feiner toniger Sand, welcher einem Druck auf begrenzter Fläche, also der Auflast eines Einzelfundamentes gegenüber nur geringe Tragfähigkeit besitzt, er drückt sich unter dem Fundamente seitlich fort und quillt außerhalb desselben in die Höhe (vergl. die Darstellung in Abb. 2 rechts und links von Probepfeiler I). Darunter, in einer Tiefe von 4 m unter Baugrubensohle beginnt Tonboden, erst von weicherer Beschaffenheit, dann fester werdend in 1 m Stärke. Hiernach folgt fester blauer Ton.

Es kam nun zunächst darauf an, einen praktischen Anhalt über die Größe der Beweglichkeit des Bodens in der Baugrube bei Belastung durch ein Einzelfundament zu gewinnen, um genauer erkennen zu können, ob Einzelfundamente dort anwendbar sind oder nicht. Es bestätigte sich die schon gewonnene Ansicht, daß dies nicht angängig sei, wie aus den nachstehend genannten Ergebnissen der Belastungsprobe I hervorgeht.

Belastungsprobe I (Abb. 3). Etwa in Mitte der Kellerbaugrube (vergl. Abb. 2 Lageplan) ist der kleine Probepfeiler von 60·60 cm Grundfläche unmittelbar auf die Sohle derselben gesetzt. Um ein Kippen des Pfeilers und der Last zu vermeiden, wurde diese auf 3 Auflager A, B und P verteilt. Zwei hölzerne Schwellenstapel dienten den Hilfsauflagern A und B zur Unterstützung. Zu unterst liegen je zwei T-Träger, welche beidemal nur durch eine Linie angedeutet sind. Die beiden Träger A—P liegen unten, darüber die Träger P—B und A—B. Diese tragen das übrige Belastungsmaterial, „die Schienen" (in der Abb. gestrichelt). Der Schwerpunkt dieser Auflast liegt seitwärts der Träger A—P und B—P (siehe die kleine Skizze rechts oben in Abb. 2) und zwar so, daß A wie B je $^1/_{10}$ und P = $^8/_{10}$ der Schienenlast erhalten. Die seitliche Verlegung von L erfolgte, um ein Umkippen des Pfeilers und des

Belastungsmaterials zu verhindern. Siehe auch Abb. 3. Die Einsenkungen wurden mit dem Nivellierinstrumente gemessen, und zwar durch Vergleich der Ablesung an einer frei auf dem Probepfeiler aufgesetzten Nivellierlatte mit einem abseits angebrachten Fixpunkte.

Der Belastungsversuch ergab folgendes:

Bei p=1,2 kg/qcm Bodenbeanspruchung unter der Pfeilergrundfläche erreichte der Boden 10 mm Senkung, bei p=3,7 kg/qcm schon 172 mm. Sie nahm unter der gleichen Last im Verlaufe zweier Tage noch auf 186 mm zu. Dabei entstanden seitlich des Pfeilers Bodenauftreibungen, die sich von Pfeilermitte aus auf 2 m verfolgen ließen und bis zu 24 mm betrugen.

Damit war bewiesen, daß der vorhandene bewegliche Sand, welcher infolge vorhandenen Grundwassers geringe innere Reibung besitzt, nicht durch Einzelfundamente belastet werden darf. Anderseits zeigte sich, daß der Boden wenig zusammendrückbar ist, da die Pfeilersetzungen sich schon fast allein aus der seitlichen Bodenverdrängung ergeben

Abb. 7.

mußten, wie eine angestellte Berechnung des verdrängten Bodens, verglichen mit dem emporgetriebenen Volumen gezeigt hat.

Ein völlig anderes Verhalten war aber für derartigen Boden zu erwarten, wenn derselbe mit einer zusammenhängenden Fundamentplatte bedeckt würde, welche sich an den gewachsenen Boden seitlich dicht anschließt. Alsdann fällt die Möglichkeit des Aufquellens und der seitlichen Wanderung des Bodens um so mehr fort, je größer die benachbarte Last des Geländebodens ringsum ist. Um nun festzustellen, wie in einem solchen Falle die Verhältnisse sich gestalten würden, wurde der Belastungsversuch II (vergl. Abb. 2) ausgeführt.

In einer engen Grube wurde in einer Höhe der Kellerbaugrubensohle eine eiserne Platte 60 . 60 cm Grundfläche verlegt und darauf der Pfeiler aus Ziegel in Zementmörtel errichtet. Der Pfeiler ist unten nur bis auf 25 cm Höhe mit Erde umhüllt, weiter oben steht er frei, damit er sich nicht an dem gewachsenen Boden aufhängen kann. Die Art der Belastung erfolgte wie bei der Probe I.

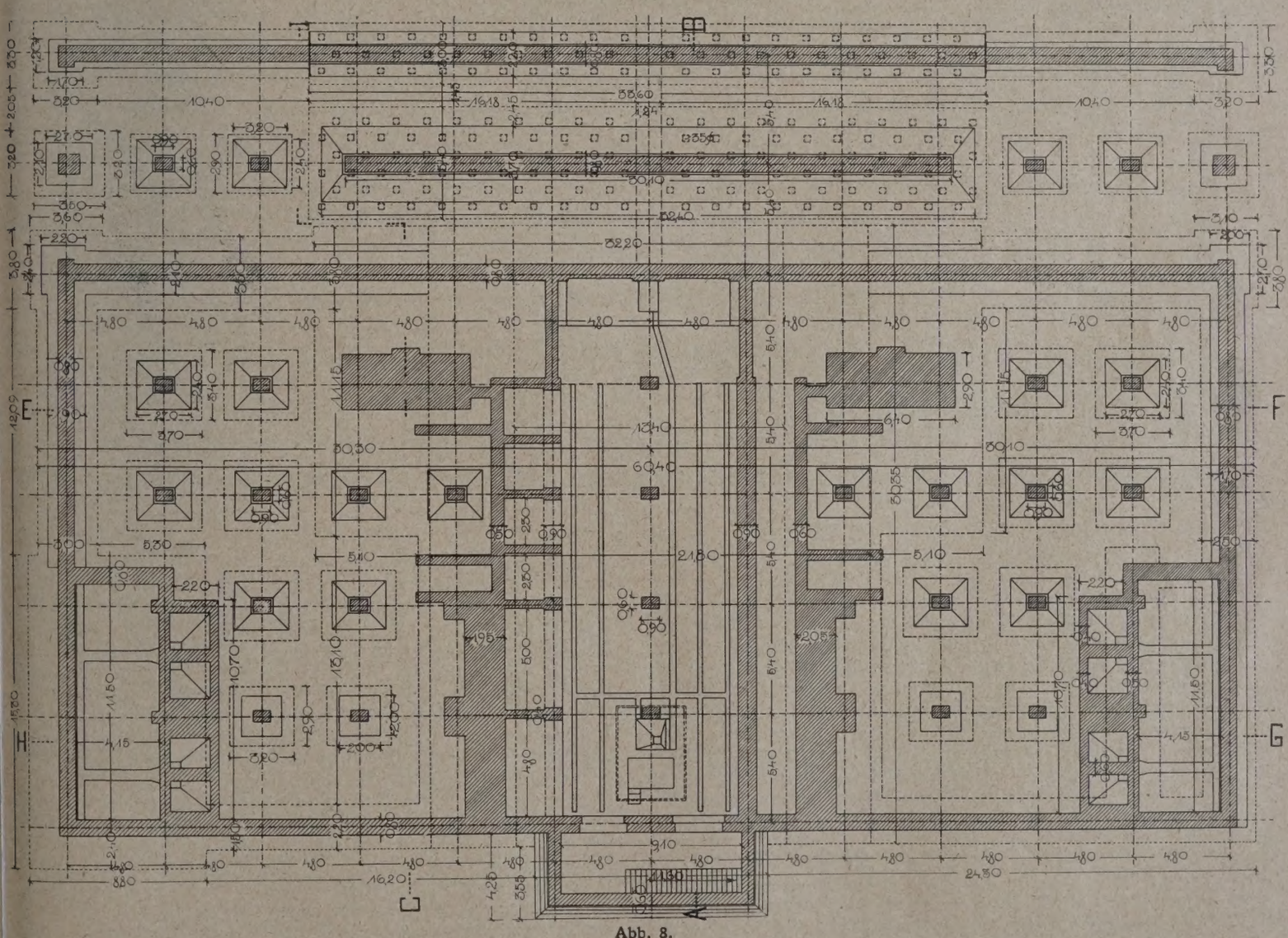


Abb. 8.

Bei einer Belastung von 3,7 kg/qcm betrug die Einsenkung nur 6,5 mm gegen 172 mm bei der Pfeilerprobe I. Das Ergebnis ist also in bezug auf das Setzen um das $\frac{172}{6,5} = 26$-fache günstiger geworden. Bei einer Bodenbelastung bis etwa 2 kg/qcm wird nur eine Einsenkung bis zu etwa 2 mm zu erwarten sein. Ein ähnlich günstiges Verhalten muß auch eine biegungsfeste Grundplatte zeigen, welche seitlich bis an den gewachsenen Boden reicht.

Es wurde daher auf Grund dieser Ergebnisse der Keller des Mittelbaues auf einer biegungsfesten Betonplatte gegründet. Bei allen Kellern mit zusammenhängender Fundamentsohle beträgt, nicht größer ausfallen sollte, als etwa $\frac{0,54}{2} = 0,27$, allenfalls auch bis zu 0,3 kg/qcm.

Das wird nur bei Anwendung einer biegungsfesten Eisenbetonplatte erreicht, welche die Belastungen der einzelnen Stützen über die Fläche des Untergrundes so verteilt, daß nur Pressungsunterschiede bis zu dem genannten Betrage dabei zugelassen werden.

Die Meistbeanspruchung beträgt am Bau nun unter den Mittelstützen des Kellers bei voller Nutzlast etwa hier 1,6 kg/qcm. Seitwärts davon wirken Gebäudelast, Erdaufschüttung und gewachsener Boden zusammengefaßt in Höhe der Kellersohle

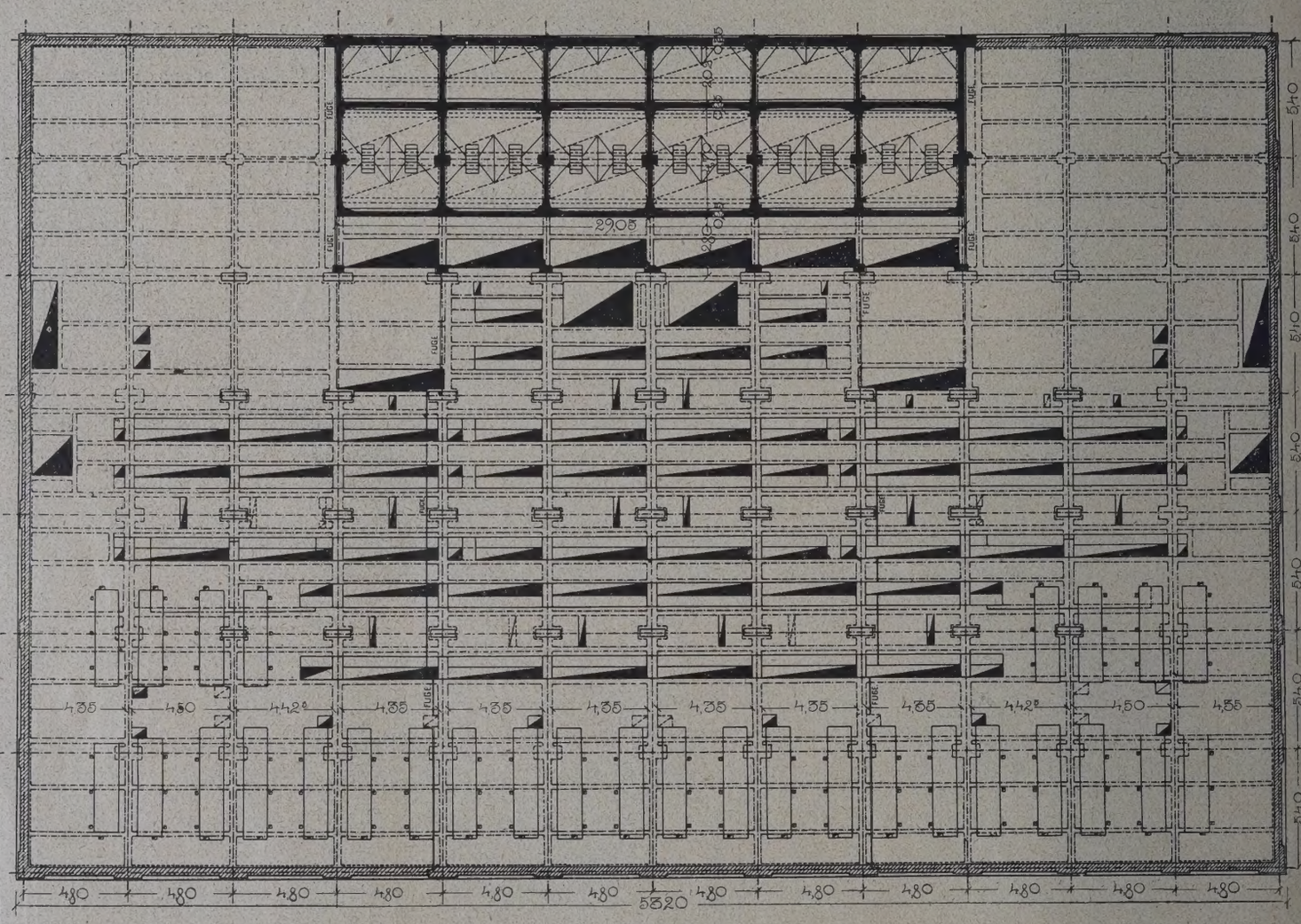


Abb. 9.

besteht übrigens weniger die Gefahr des Setzens, als vielmehr diejenige des Auftriebes, welcher unter dem Drucke eines seitlich des Kellers stark belasteten Gebäudes eintreten kann, wenn in einer Tiefe der Untergrund aus beweglichem Boden besteht. Es war daher die Aufgabe, hier am Bau einen Auftrieb der Kellersohle unbedingt zu verhindern. Die Erfahrung unmittelbar an der Baugrube hatte nun gezeigt, daß der vorhandene seitliche Überdruck, durch den gewachsenen Boden erzeugt in der ausgehobenen Grube kein Emporquellen des beweglichen in der Grube unbelasteten Bodens hervorruft. Es durfte also hinfort mit dieser Tatsache gerechnet werden.

Der seitliche Überdruck betrug bei einer Tiefe der Kellersohle von 3,60 m $3,6 \cdot 1500 = 5400$ kg/qm oder $p = \frac{5400}{10\,000} = 0,54$ kg/qcm. Um nun ganz sicher zu gehen, wurde bestimmt, daß der Druckunterschied an Bodenpressung unter benachbarten Säulen, deren Abstand je 4,8 m voneinander derart, daß sich die Bodenpressung in der beabsichtigten Weise nur in Stufen von höchstens 0,3 kg/qcm auf 4,8 m Abstand und im ganzen nur um etwa 0,5 kg/qcm bis zum meistbelasteten Pfeiler auf 2,1 kg/qcm steigert. Es sei noch bemerkt, daß die Aufhöhung des Geländes wechselnd nach der Höhenlage des gewachsenen Bodens im Mittel etwa um 1,8 m erfolgte.

Auch für andere Fälle, wenn der Mittelbau über dem Keller nur die unbeweglichen Stützlasten trägt, die beweglichen aber fehlen, während alle übrigen Stützen voll belastet sind, ist die entsprechende Berechnung aufgestellt und das so fort für zwei weitere Fälle, in denen dann auch die in der Reihe nachfolgenden Stützen teilweise entlastet sind. Die Eisenbetonplatte ist nun daraufhin konstruiert, das sie den unter Zugrundelegung dieser Belastungsarten sich ergebenden Biegungsmomenten und Schubkräften gewachsen ist. Somit ist der Kellerbau gegen Biegung und gegen den Auftrieb im ganzen wie in bezug auf einzelne Flächenteile völlig gesichert.

Eine Gründung der Kellerfundamente auf Pfählen wurde aus folgenden Gründen nicht gewählt. Es hätten in diesem Falle auch die Fundamente der Seitenbauten auf Pfähle gesetzt werden müssen, wenn man die Eisenbetonplatte entbehrlich machen wollte; denn diese ist wegen Gefahr des Bodenauftriebes erforderlich, wenn die Seitengebäude ihren Druck auf den Boden über der wasserhaltigen Sandschicht abgeben, welche Gründungsart für die Seitengebäude die zweckmäßigste und billigste ist. Man wollte deren Vorteile nicht aufgeben und ließ somit die Verhältnisse bestehen, welche die Herstellung einer biegungsfesten Eisenbetonplatte zur notwendigen Folge hatten, einerlei ob unter dieser noch Pfähle hinzutreten würden oder nicht. Pfähle unter dem Kellerbau waren einmal gänzlich unnötig, da die Bodenpressungen nach dem günstigen Ausfall der zweiten Belastungsprobe zu urteilen dort unter der Platte nicht entfernt zu groß werden, und weiter weil durch das Hinzutreten der Pfähle sich nichts in bezug auf die Notwendigkeit der Herstellung einer Eisenbetonplatte geändert hätte, so daß sich nur die Gesamtkosten bei Mitverwendung von Pfählen noch um deren Herstellungspreis erhöht haben würden. Die Anwendung von Pfählen konnte also bei dem Keller nicht in Frage kommen.

Auch eine Gründung der Kellersohle auf Brunnen, bis auf den tragfähigen Ton hinabreichend, war in Erwägung gezogen, jedoch als unwirtschaftlich erkannt. Zudem bestanden hinsichtlich dieser die Bedenken, daß die Absenkung der Brunnen einen ungünstigen Einfluß auf die bewegliche Sandschicht ausüben würde, wäre doch die Fundamentunterkante der Seitengebäude in nur 2 m Abstand von Brunnenaußenkante 6 m über deren Sohle zu liegen gekommen.

Die Gründung des Silogebäudes erfolgte zweckmäßig aus Eisenbeton. Der Gesamtdruck, auf den Untergrund verteilt, hätte 4,0 kg/qcm ergeben, während bei Anwendung einer zusammenhängenden Platte nur bis 2,5 kg/qcm zuzulassen gewesen wäre. Bei Wahl von Eisenbeton konnten die Pfähle bis 2,0 m über zeitigem Grundwasser reichen, wodurch Holzpfählen gegenüber ganz erheblich an Ausschachtung und Mauerwerkskosten gespart worden ist. Die Anwendung von Holzpfählen hätte wegen der Fäulnisgefahr mindestens eine um 3 m tiefere Gründung erfordert, da das Grundwasser dort auch unter den zeitigen Wasserstand hätte fallen können. Es kam noch hinzu, daß eine Bauausführung unter Wasserhaltung und mit Anwendung von Spundwänden notwendig geworden und dies bei dem beweglichen Boden wegen der Nachbarbauten von Nachteil gewesen wäre.

Der ursprüngliche Entwurf hatte eine um etwa 1,8 m tiefere Lage des Gebäudes vorgesehen. Die Kellersohle wäre alsdann aber unter zeitiges Grundwasser geraten, was zu sehr erheblichen Mehrkosten geführt haben würde. Daher wurde die höhere Lage beschlossen, als sich die höhere Lage des Grundwassers zeigte.

Für die Seitenteile des Hauptgebäudes ergaben sich die geringsten Kosten für die Fundierung bei hoher Lage der Fundamente, nur bis zum guten Baugrund hinabreichend.

Aus den Belastungsgrundlagen für die Berechnung und Durchbildung der Tragkonstruktionen sei hervorgehoben, daß die gewachsenen Erze ein Gewicht von 2500 kg/cbm und einen Böschungswinkel, für die Konstruktion der Silos von Bedeutung, von 45° haben. Das Gewicht der ausgewaschenen Teile (Sand usw.) beträgt 2000 kg/cbm, der Böschungswinkel 45°. Die Transmissionsbalken sind unter Zugrundelegung einer Einzellast von 2000 kg in Feldmitte berechnet. Für die Decke oberhalb des Erdgeschosses, die sogenannte Setzetagendecke, welche die Setzmaschinen mit den Unterfässern zu tragen hat, sind folgende Belastungsannahmen gemacht. Die Unterfässerbalken, von denen je 2 eine Reihe Unterfässer

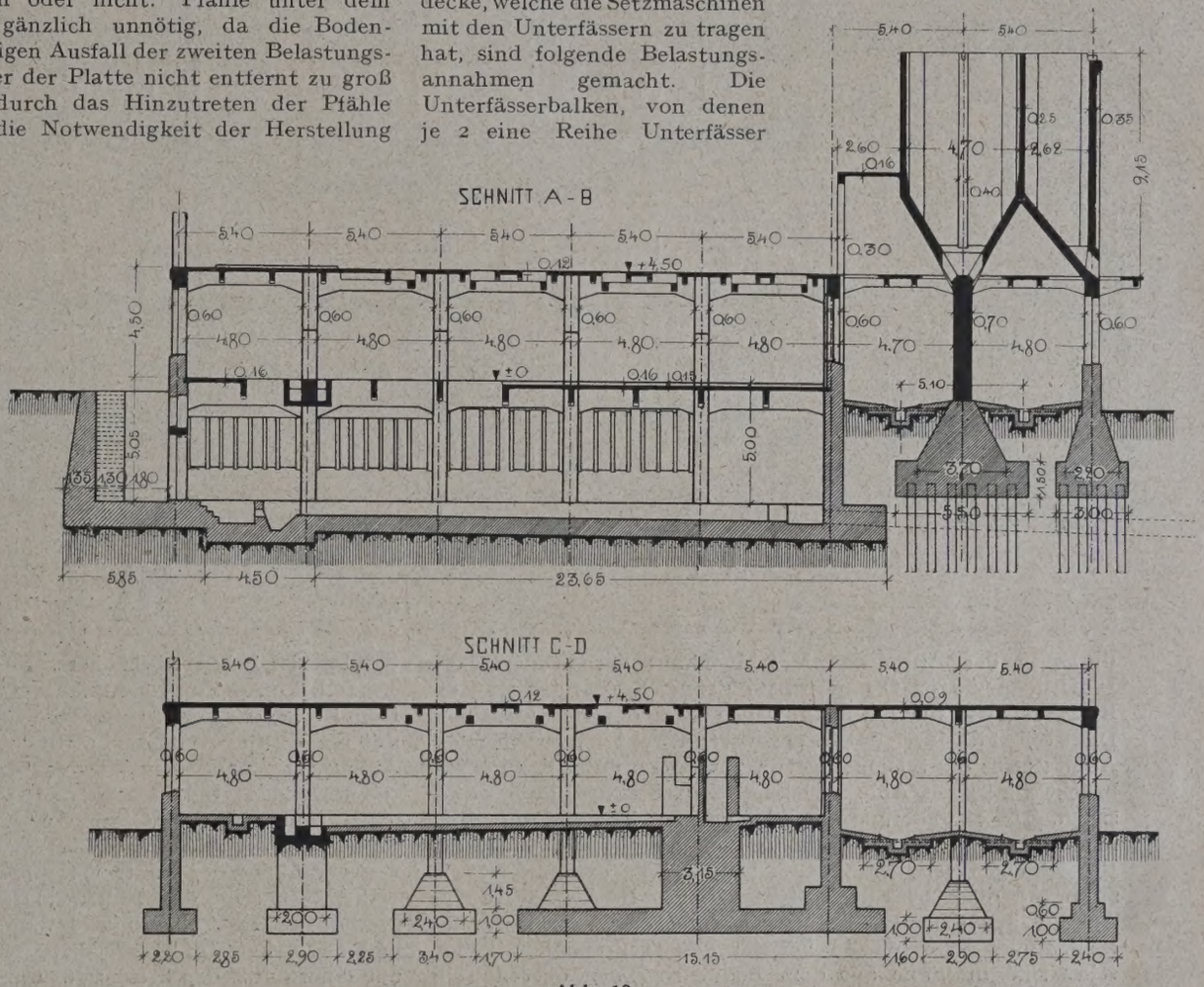


Abb. 10.

tragen, erhalten je 300 kg/lfdm Nutzlast + 25 vH Zuschlag für Erschütterungen. Die Gänge sind auf 600 kg/qm Nutzlast berechnet. Die Setzmaschinenplatte erhält 1300 kg/qm Nutzlast + 50 vH Zuschlag für Erschütterungen. Die Herdbühne für die Schüttelherde trägt eine Nutzlast von 900 kg/qm, und hierzu kommt ein Zuschlag für Erschütterungen von $33^1/_3$ vH. Die Decke längs des Silos ist auf 1500 kg pro qm Nutzlast einschließlich Erschütterungen berechnet, der Laufsteg unterhalb des Silos und der äußere Laufsteg am Silo auf 400 kg pro qm Nutzlast einschließlich Zuschlag. Für die Berechnung der Decken an den Stirnseiten des Silos sind 600 kg/qm Nutzlast einschließlich Zuschlag zugrunde gelegt, für die der Kellerdecke 1500 kg/qm Nutzlast einschließlich Zuschlag.

Als Höchstbeanspruchungen sind zugelassen für Eisen 1200 kg/qcm auf Zug und für Beton 40 kg/qcm auf Druck.

Die Außenoberflächen des Betons haben Vorsatzbeton erhalten und sind bearbeitet.

Zur Erläuterung der Abbildungen mag noch folgendes erwähnt werden: Abb. 4 zeigt eine Gesamtansicht des Bau-

werkes, von der Bahnstrecke Braunschweig—Hildesheim aus gesehen. Das Erdgeschoß, aus Beton und Eisenbeton bestehend, ist da im Rohbau fertiggestellt. Von dem Oberteile des Gebäudes steht erst das Eisengerippe. Die einzelnen Bühnen (Geschosse) sind deutlich zu erkennen. Im Hintergrunde erscheint die Förderbrücke und der Förderturm, weiter hinten

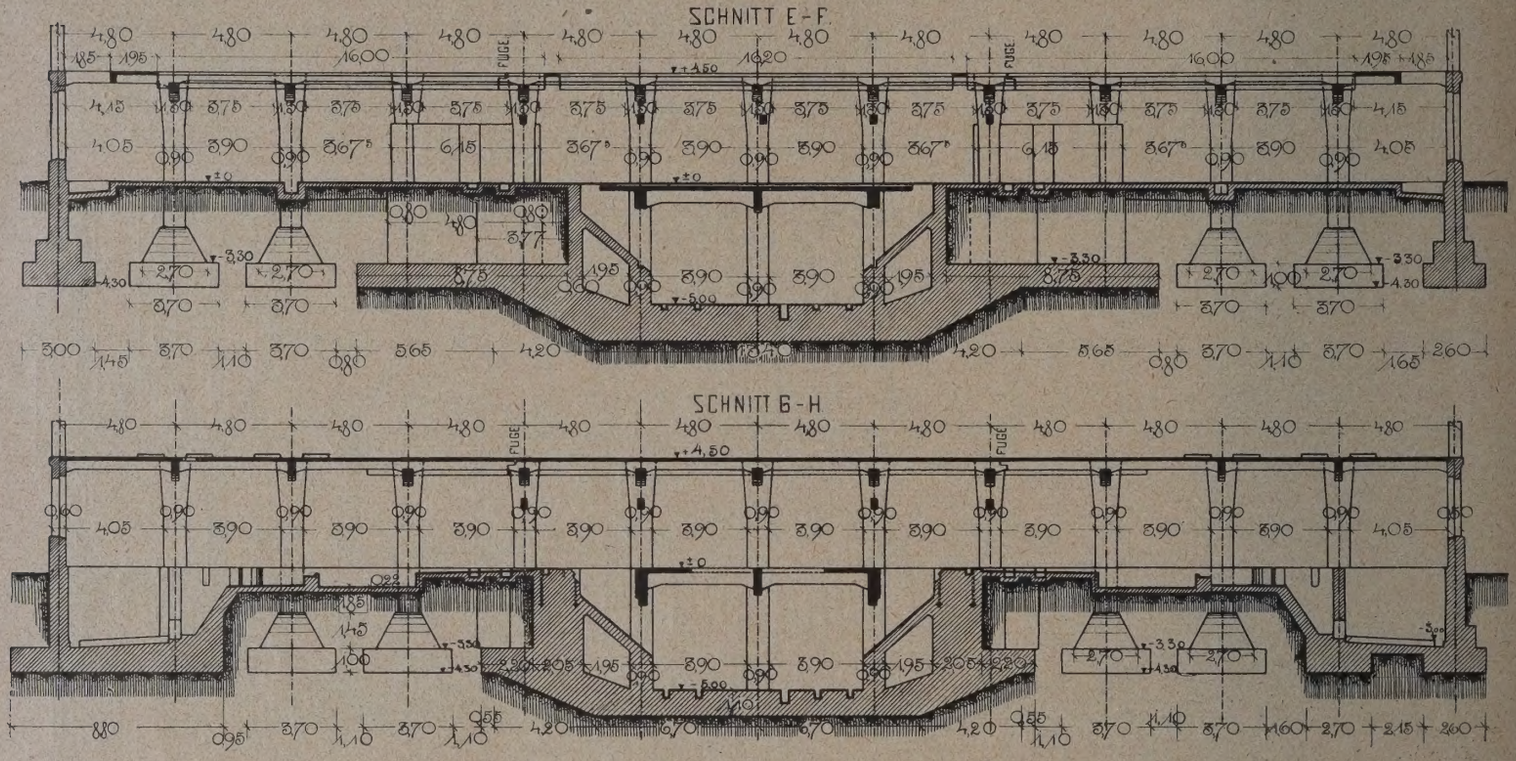


Abb. 11.

(links in der Abb.) das Maschinenhaus der Förderanlage. Die beiden großen Öffnungen im Erdgeschosse links sind die Einfahrten für die Eisenbahnwagen nach der Siloanlage hin. Diese selbst ist durch das Eisengewirr nur schwach zu erkennen. Abb. 5 zeigt die Siloanlage etwa von einem unter der Förderbrücke (links auf Abb. 4) befindlichen Standpunkte aus gesehen. Die Betonierung des Silos war zur Zeit der Aufnahme noch nicht erfolgt, erst ein Teil der Verschalung und der Eiseneinlagen ist vorhanden. Das äußere endgültige vollspurige Ladegleis ist noch nicht verlegt. In Abb. 6 ist eine Ansicht aus dem Inneren des Erdgeschosses gegeben. Die Säulenfundamente des in höherer Lage gegründeten Seitenteiles sind in ihrem aus dem Boden ragenden oberen Teile gut sichtbar, da der Fußboden noch fehlt. In dem Deckenfelde, das in der Mitte des Bildes erscheint, sieht man rechts und links je 2 Unterfässerbalken, nach der Tiefe des Bildes zu verlaufend. Die an ihrer Unterfläche sichtbaren schwarzen Linien sind durch Formeisen (Jordahlschienen) gebildete Aussparungen, die zur Befestigung von Wasserrinnen dienen. Die Unterfässerbalken endigen im Vordergrunde mit einem Kragende, da hier eine Öffnung in der Decke beginnt, die sich nach dem Standpunkte des Beobachters hin erstreckt. Diese Öffnung mußte zunächst belassen werden, um durch sie hindurch größere Trommeln und andere Maschinenteile in die oberen Stockwerke heben zu können. Nach Fertigstellung der maschinellen Einrichtungen sind diese Öffnungen dann geschlossen. Die Kragenden der Unterfässerbalken springen mit ihrer unteren Hälfte weiter vor, als mit der oberen, so daß sie eine Auflagerung nach der Art der Gerberbalken für die später einzufügenden Balkenteile bieten. Auch die Querträger fehlen zunächst in der Öffnung und werden später in derselben Weise eingefügt. Als Auflager für sie sind kurze Kragenden von der Länge der Voute vorhanden (siehe Abb. 7).

Abb. 8 zeigt den Kellergrundriß, Abb. 9 den des Obergeschosses. In Abb. 10 sind zwei Querschnitte dargestellt, und zwar einer durch den Mittelteil des Gebäudes mit Keller und einer durch den Seitenteil. Die Längenschnitte in Abb. 11 sind ihrer Lage nach im Kellergrundrisse Abb. 8 angedeutet. Das Bauwerk ist der Länge nach, siehe in den Abb. 9 und 11, durch zwei Trennfugen in drei Teile zerlegt; es ist durch diese Anordnung den Temperaturschwankungen Rechnung getragen.

DER WETTBEWERB FÜR ENTWÜRFE ZU EINER VERBINDUNG ÜBER DEN LIMFJORD ZWISCHEN AALBORG UND NÖRRESUNDBY IN DÄNEMARK.

Vom Geheimen Baurat Schaper, Berlin.

(Fortsetzung von Seite 494.)

10. „Nörre Jylland".

Verfasser: Beuchelt & Co. in Grünberg in Schlesien durch dessen Oberingenieur C. Ph. Hansen in Berlin-Wilmersdorf unter Mitwirkung des Architekten Josef Scherer in Berlin-Lichterfelde.

Der Entwurf enthält eine Reihe sehr beachtenswerter Vorschläge. Um die zur bestehenden Brücke führenden Hauptverkehrsstraßen auch in der Nähe der Brücke selbst beibehalten zu können, soll die neue Verbindung, die als Brücke mit eisernen Überbauten geplant ist, genau in der Achse der alten Brücke errichtet werden (Abb. 60). Für die Bauzeit der neuen Brücke muß die Pontonbrücke also verlegt werden. Hierfür ist eine Stelle westlich der jetzigen Lage in Aussicht genommen. (Siehe Abb. 60.) Die Verfasser halten die ver-

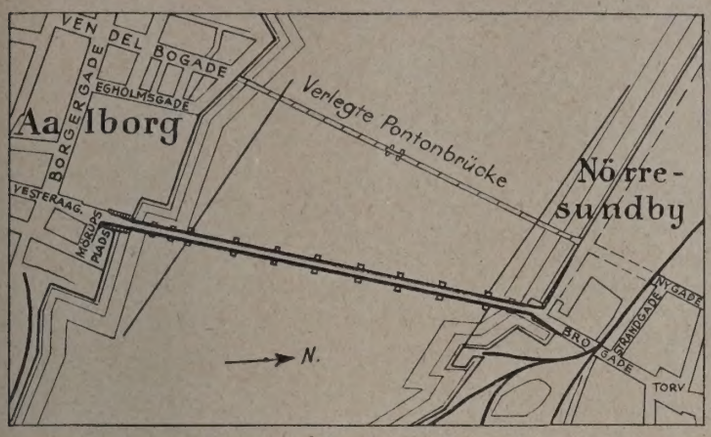


Abb. 60. Lageplan.

kehrstechnischen Gründe für die Wahl der Brückenlage für so wichtig, daß sie glauben, die schiefwinklige Kreuzung der Brückenachse mit der Stromrichtung in Kauf nehmen zu sollen.

trägers (Abb. 62). Die Versteifungsträger sind einwandig, nur an den Enden der Überbauten, an denen die Klappen der Klappbrücke anschließen, zur Aufnahme der bedeutenden Auflagerkräfte der Klappen doppelwandig. Die Stabbögen haben keinen oberen Verband, sondern nur in Überbaumitte einen Querriegel erhalten. Zur Erzielung hinreichender Quersteifigkeit des Stabbogens sind die H-förmigen Hängestangen am unteren Ende so weit verbreitert, daß die Winkeleisen an den oberen Gurtungen der Versteifungsträger vorbeigeführt und mit den Querträgern und außenliegenden Querblechen verbunden werden können (Abb. 62). Die Gehwege liegen innerhalb der Hauptträger, für deren Mitten sich hieraus ein Abstand von 15,30 m ergab. Die Fahrbahntafel besteht aus Belageisen, die Gehwegtafel aus Eisenbetonplatten. Die Fahrbahndecke ist aus Granitkleinpflaster auf Betonunterlage, die Gehwegdecke aus Kunstgranitplatten gebildet.

Die Drehzapfen der Klappbrücke sind, wie schon erwähnt wurde, in den überkragenden Enden der doppelwandigen Versteifungsträger der festen Nachbarüberbauten gelagert (vgl. den Querschnitt durch die Drehachse in Abb. 63). Jede Klappe besitzt drei in einem Abstande von 4,1 m liegende

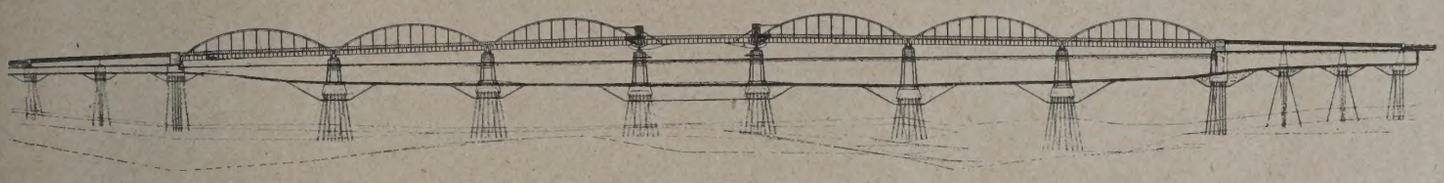


Abb. 61. Gesamtansicht der Brücke.

Trotz der schiefwinkligen Kreuzung sind die Überbauten als gerade Überbauten ausgebildet. Dies wurde ohne starke Beeinträchtigung der Durchflußverhältnisse dadurch ermöglicht, daß auf den rechtwinklig zur Brückenachse angeordneten Pfeilerfüßen zwei getrennte Pfeilerschäfte errichtet wurden, deren Längsachsen in die Stromrichtung fallen (Abb. 64).

Der Schiffdurchlaß liegt in Brückenmitte (Abb. 61), er ist mit einer zweiflügeligen Klappbrücke überbaut, deren Klappen in festen, in den überkragenden Enden der anschließenden Überbauten gelagerten Drehzapfen ruhen. Die Gegengewichtsarme der Klappen sollen bei geöffneter Brücke und bei gewöhnlichem Wasserstand nicht ins Wasser eintauchen; hieraus ergab sich für die Fahrbahn der Klappbrücke die Höhe von + 8,80 m über M.-W. An den Landanschlüssen ist die Brücke leider nicht so hoch gelegt worden, daß die Hafengleise unterführt werden können. Die Steigung auf der Brücke selbst beträgt 1:43, auf den Rampen 1:40. Die lichte Weite der Klappbrücke senkrecht zur Stromrichtung mißt 30 m, in der Brückenachse von Leitholm zu Leitholm 37 m. Zu beiden Seiten der Klappbrücke schließen sich je 3 Überbauten von 60,48 m Stützweite an; es sind versteifte Stabbögen mit vollwandigen Versteifungsträgern. Die Strombrücke reicht bis zu den Streichlinien der geplanten Kaianlagen. Da mit dem Ausbau dieser Kais erst später zu rechnen ist, so können vorläufig an diese Punkte keine Dämme angeschlossen werden, es sind vielmehr auf der Aalborger Seite drei und auf der Nordseite zwei weitere mit Eisenbetonbalken überbrückte kleine Öffnungen vorgesehen. Nach dem Ausbau der Kaianlagen reichen die Überbauten in den aufgeschütteten Boden hinein (Abb. 61). Sämtliche Pfeiler und Widerlager sollen auf Pfahlrost gegründet werden; alle Strompfeiler und die Pfeiler auf der Südseite sollen mit Hilfe des Druckluftverfahrens, die Pfeiler auf der Nordseite dagegen in offener Baugrube zwischen Spundwänden auf die Pfahlköpfe aufgesetzt werden.

Die versteiften Stabbögen haben, wie bereits erwähnt, 60,48 m Stützweite. Der Abstand der Hängestangen beträgt 5,04 m. Die Schwerachse des Stabbogens, der ⊐⊏ förmigen Querschnitt besitzt, erhebt sich in Überbaumitte 10 m über die Schwerachse des 2 m hohen, vollwandigen Versteifungs-

Hauptträger und zwei Randträger, welche durch die Fußsteigkonsolen mit den Hauptträgern in Verbindung stehen. Die Hauptträger zeigen eine den Momenten angepaßte Form (siehe

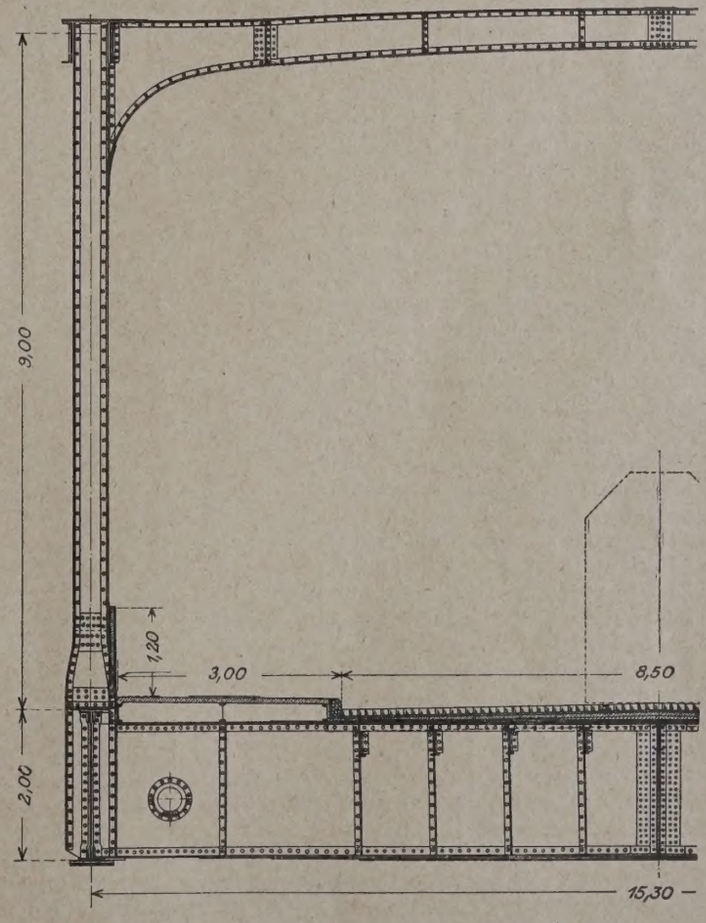


Abb. 62. Querschnitt durch die Mitte eines festen Überbaues.

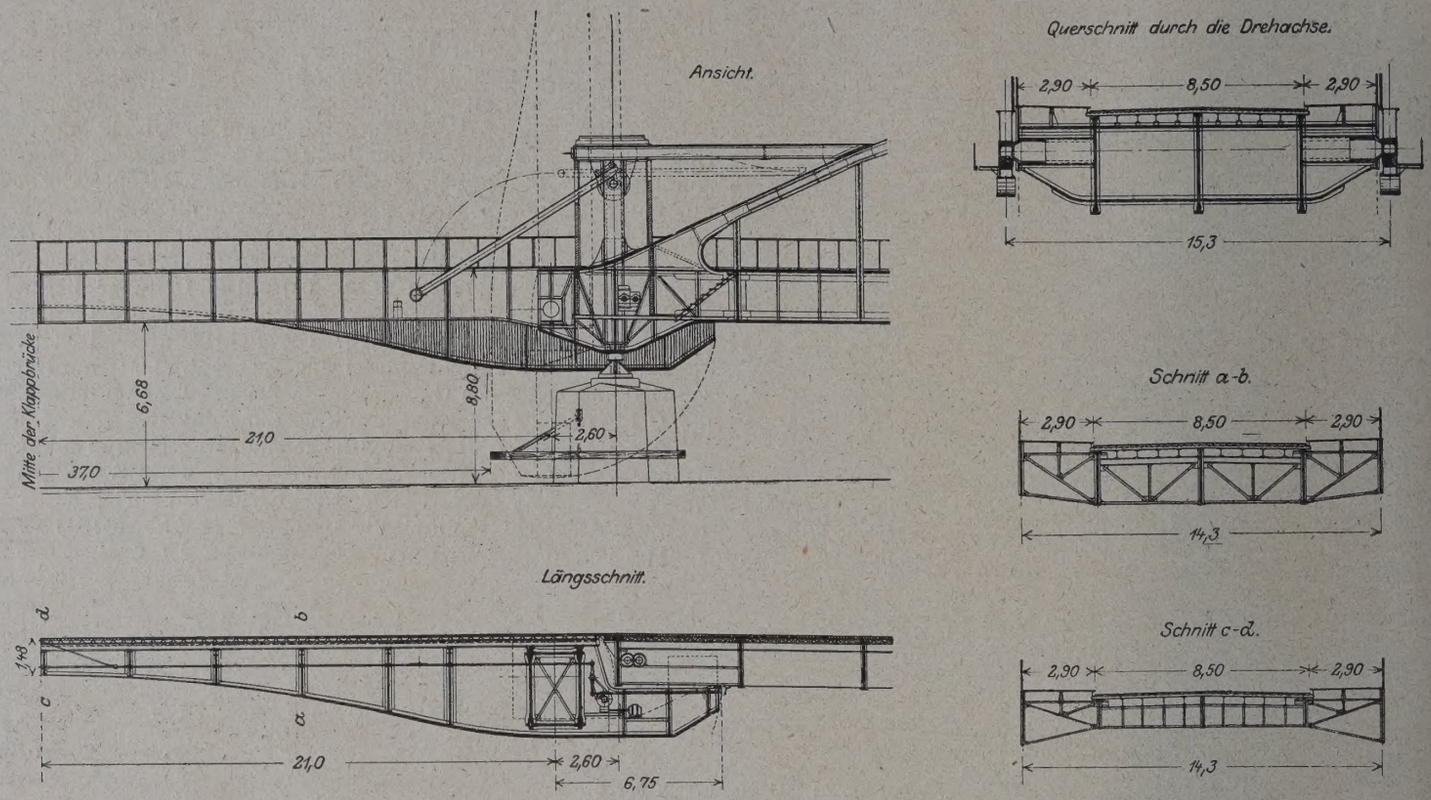


Abb. 63. Klappbrücke.

den Längsschnitt in der Abb. 63, in der Ansicht sind die Hauptträger durch Schraffur gekennzeichnet), sie haben in der Ebene der Drehachse den größten Querschnitt und sind nach den Enden der beiden Arme zu eingeschnürt. Mit dem Ende des Gegengewichtsarmes legen sich die Hauptträger im geschlossenen Zustande gegen kräftige Längsträger der Nachbarüberbauten (siehe den Längsschnitt der Abb. 63). Wie aus dieser Abbildung hervorgeht, sind die Hauptträger in der Drehachsenrichtung durch einen kastenförmigen Vierwandträger miteinander verbunden, der imstande ist, die Kräfte der Klappe im geschlossenen und geöffneten Zustande einwandfrei aufzunehmen. Die Drehzapfen selbst, welche in den überkragenden Enden der Nachbarüberbauten drehbar gelagert sind, durchdringen die Randträger und werden in dem Raum zwischen diesem und dem nächsten Hauptträger von einer Tragkonstruktion festumschlossen. Die Randträger zeigen bis auf die Enden parallele Gurtungen und bilden mit den Versteifungsträgern der festen Überbauten ein über die ganze Strombrücke durchlaufendes Band. Der Fahrbahnbelag der Klappbrücke besteht aus flußstählernen Rippenplatten, welche von Belageisen getragen werden. Letztere ruhen auf Längsträgern, die auf den Obergurten der Querträger gelagert sind (siehe die Querschnitte der Abb. 63). Die Fußsteige sind mit Eichenbohlen abgedeckt.

Die Klappen werden durch Zahnstangen bewegt, die in 5 m Abstand von der Drehachse an den Randträgern angreifen und im geschlossenen Zustande der Brücke schräg nach oben gerichtet sind. Die Zahnstangen werden durch Ritzel angetrieben, die in fest mit den Nachbarüberbauten verbundenen Säulen senkrecht über deren Auflagern gelagert sind. Dieser Antrieb hat den Vorteil, daß der Hebelarm mit dem beim Öffnen der Klappen ansteigenden Winddruck wächst.

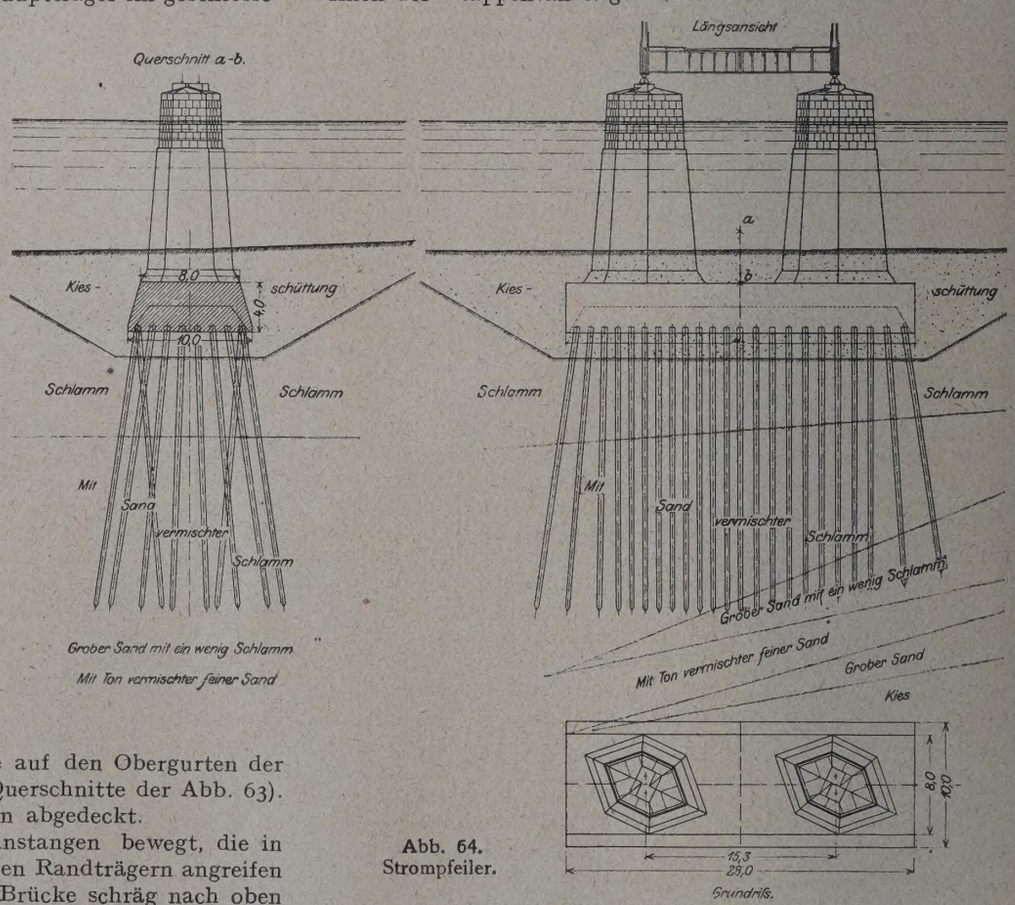


Abb. 64. Strompfeiler.

Im geschlossenen Zustande werden beide Klappen in üblicher Weise miteinander verriegelt. Die Auflagerkräfte aus dem Eigengewicht und aus den Verkehrslasten werden von den Drehzapfen und am Ende der Gegengewichtsarme von den festen Überbauten aufgenommen.

In der Abb. 64 ist einer der Strompfeiler dargestellt. Alle Strompfeiler haben die gleichen Breiten- und Längenabmessungen. Die auf den Pfählen ruhenden Grundplatten sind 10 m breit, 28 m lang und 4 m hoch. In der Querrichtung der Pfeiler stehen alle Pfähle schräg, in der Längsrichtung nur die äußeren.

Die Pfähle, für die Kiefernholz vorgeschlagen ist, sollen nach einem zum Patent angemeldeten Verfahren gerammt werden, das gestattet, die Pfähle ohne Aufsatzpfahl unmittelbar in einem wasserfreien Raum zu rammen. Vor dem Beginn der Rammarbeiten wird der Schlamm bis etwa 2 m unter der späteren Sohle der Grundplatte ausgebaggert und die Rinne etwa bis zur Höhe der Sohle der Grundplatte mit Kies gefüllt. Diese Kiesschüttung dient zum Halt der Pfähle beim Rammen und als Unterlage für den Senkkasten und für den Beton, mit dem der Arbeitsraum später ausgefüllt wird. Nach Beendigung der Rammarbeiten für einen Pfeiler wird der Senkkasten mit Hilfe einer schwimmenden Rüstung über den Pfahlrost gebracht und in bekannter Weise vom Gerüst aus abgesenkt, bis er die Kiesschüttung erreicht hat. Alsdann wird er vom Gerüst abgehängt und weiter um ein geringes Maß in den Kies abgesenkt. Im Arbeitsraum wird der Kies dann so weit entfernt, daß die Pfahlköpfe um rund 0,7 m aus dem Kies hervorragen. Der Arbeitsraum wird nun mit Beton ausgestampft und auf diese Weise die innige Verbindung zwischen Grundplatte und Pfahlrost hergestellt.

Das Preisgericht hat den Entwurf „Nörre Jylland" mit folgenden kurzen Worten abgefunden:

„Die vorgeschlagene Konstruktion der Pfeiler ist nicht ganz befriedigend. So müßten die Fundamente mehr Schrägpfähle enthalten, sämtliche Pfähle müßten bis auf festen Boden geführt werden, und die gezeigte Teilung des obersten Teiles von jedem Pfeiler in zwei dünnere Pfeiler ist ungünstig im Falle von Eisschraubungen. Der wesentlichste Einwand gegen das Projekt ist jedoch die ungünstige Lage an dem Platze der alten Brücke, also sehr schief zum Strom, nebst den schlechten Landanschlüssen."

Unseres Erachtens hätte dieser ausgezeichnet durchgearbeitete Entwurf mit seinen guten, teilweise neuartigen Vorschlägen eine eingehendere Würdigung verdient. Kleinen Mängeln stehen große Vorzüge gegenüber. Das Aussehen der Brücke ist nicht unbefriedigend. Die Übergangspunkte von der Klappbrücke zu den festen Überbauten hätten sich allerdings wohl noch besser lösen lassen.

11. „Nach Skagen".

Verfasser: Brückenbauanstalt Eggers & Co. in Hamburg.

Aus verkehrstechnischen Gründen ist auch bei diesem Entwurf die neue Verbindung ungefähr an der Stelle der bestehenden Pontonbrücke geplant. Sie besteht aus eisernen Überbauten auf mit Hilfe des Druckluftverfahrens auf dem tragfähigen Baugrund gegründeten Pfeilern, welche bis zum Kopf ungeteilte Schäfte besitzen und schief zur Stromrichtung stehen. Die Öffnung mit dem Schiffdurchlaß ist an die Stelle verlegt, wo der tragfähige Baugrund am höchsten liegt, die breiten Klappbrückenpfeiler also die geringste Höhe erfordern. Die sich hieraus ergebende Lage des Schiffdurchlasses ist auch vom Standpunkte der Schiffahrt als nicht ungünstig zu bezeichnen. Die links und rechts von dem Schiffdurchlaß befindlichen tiefen Einsenkungen des tragfähigen Baugrundes werden durch große Spannweiten der anschließenden Überbauten übersprungen (Abb. 65). Der bewegliche Überbau ist als zweiflügelige Klappbrücke geplant (Abb. 66), die hinsichtlich ihrer Bewegungsart nach der Bauart Scherzer, hinsichtlich ihrer Stützungsart im geschlossenen Zustande aber nach einem neuartigen Vorschlage als Dreigelenkbogen ausgebildet werden soll. An den Schiffdurchlaß schließt sich südlich ein Auslegerträger über 3 Öffnungen mit Stützweiten — von Norden nach Süden gezählt — von 47,58 m, 150,67 m und 71,37 m und nördlich ein Auslegerträger über 2 Öffnungen mit Stützweiten — von Süden nach Norden gezählt — von 47,58 m und 126,88 m an. Die beiden Gelenke des südlichen Auslegerträgers liegen in der Mittelöffnung, die Stützweite des eingehängten Trägers beträgt hier 95,16 m. Ebenso groß ist die Stützweite des eingehängten Trägers auf der Nordseite, der vom Landpfeiler und vom Kragarm des unmittelbar an die Klappbrücke anschließenden Überbaues gestützt wird. Die Gesamtlänge der eisernen Überbauten beträgt 484,08 m. An die eisernen Überbauten schließen sich auf beiden Seiten

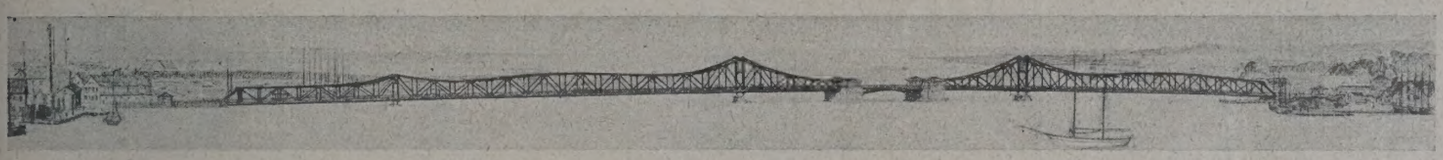


Abb. 65. Ansicht der Brücke

kurze, von Pfählen getragene Übergänge aus Eisenbeton an, welche den Zweck haben, den Landpfeilern der eisernen Überbauten den Erddruck fernzuhalten, und die es ermöglichen, mit ihrer Unterkante ohne Nachteil für ihre Unterhaltung fast bis auf das Wasser herabzugehen, was namentlich auf der Südseite nötig ist, weil die Landanschlüsse an den bestehenden Höhenverhältnissen nichts ändern sollen. Für die Höhenlage der Fahrbahnoberkante der Klappbrücke war die Forderung maßgebend, daß die beweglichen Teile vor Beschädigung durch Eisgang geschützt sein müssen. Die sich hieraus ergebende Höhe der Fahrbahnoberkante von 6,20 m über M. W. und die gegebene Höhe der Landanschlüsse bedingten Steigungen von 1:57 auf dem eisernen Überbau und von 1:50 auf dem Landübergang der Südseite und von 1:38 auf dem eisernen Überbau und von 1:50 auf dem Landübergang der Nordseite.

Die Hauptträger der festen Überbauten liegen durchweg über der Fahrbahn und sind zwischen dieser und den Fußwegen angeordnet. Die Linie der Obergurte schließt sich den auftretenden Momenten an, der Untergurt folgt der Fahrbahn. Windverbände sind in der Ebene der Untergurte und in der Fläche der Obergurte vorgesehen, sie sind ebenso wie die Hauptträger als Auslegerträger ausgebildet. Die baulichen Einzelheiten der Hauptträger, der Windverbände und der Fahrbahn sind sehr sorgfältig und sachgemäß durchgebildet, zeigen aber im allgemeinen die bekannten, neuerdings üblichen Formen. Besondere Erwähnung verdient nur noch die Ausbildung der Verankerung des Lagers der festen Überbauten in den Pfeilern der Klappbrücke (Abb. 66). Ein druckfestes Pendel, welches die wagerechte Bewegung des Überbauendes nicht hindert, ist mit einbetonierten Flacheisen an einem Trägerrost im Pfeiler verankert.

Für die Ausbildung der Klappbrücke sind dagegen, wie schon kurz erwähnt, neuartige, sehr beachtenswerte Vorschläge gemacht. Ein schwacher Punkt der üblichen Ausbildung zweiflügeliger Klappbrücken ist fraglos die gemeinsame Verriegelung der beiden Klappen in Brückenmitte. Auch die

Beanspruchung der Klappen durch die Verkehrslasten ist nicht günstig. Beide Übelstände vermeidet der vorliegende Entwurf durch Ausbildung der Klappbrücke als regelrechter Dreigelenkbogen (Abb. 66). Mit den Kämpferenden der beiden Bogenhälften ist je ein Rollsegment (R in der Abb. 66 rechts) verbunden, mit dem sich jede Bogenhälfte auf einer Rollbahn abrollt. Durch die Gegengewichtsarme (G in der Abb. 66 links) wird das Gewicht jeder Bogenhälfte so ausgeglichen, daß der Schwerpunkt mit dem Mittelpunkt des Rollsegmentes zusammenfällt. Die Gegengewichtsarme dienen zugleich als

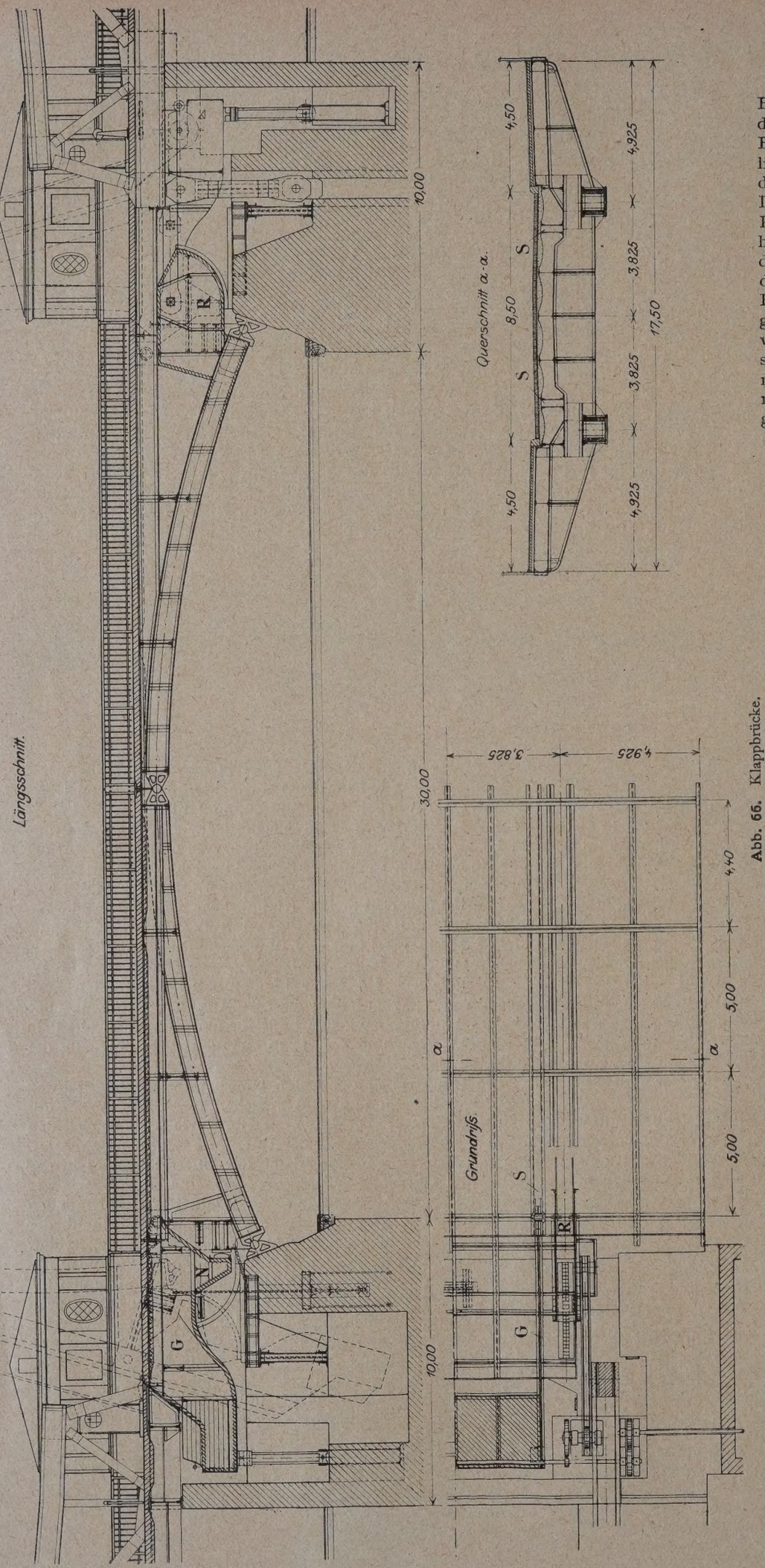


Abb. 66. Klappbrücke.

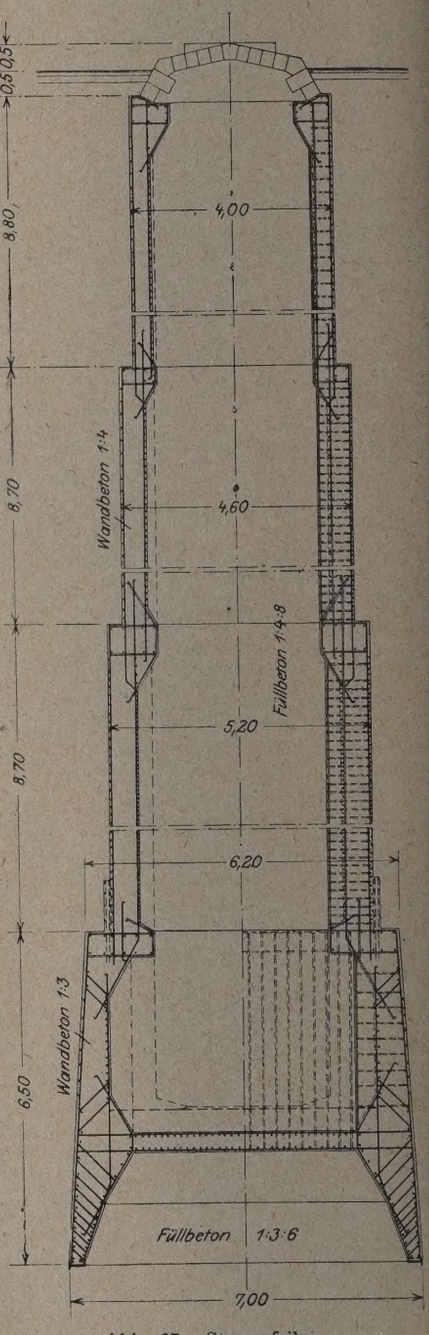


Abb. 67. Strompfeiler.

Überbrückung der Klappenkeller und müssen daher im geschlossenen Zustande der Brücke an ihrem hinteren Ende durch bewegliche Druckpendel gestützt werden. Würde man die Gegengewichtsarme starr mit dem Bogen verbinden, so würden sie sich bei Zunahme der Wärme infolge der Hebung des Bogenscheitels so fest auf die Druckpendel aufsetzen, daß die letzteren beim Öffnen der Brücke nicht unter den Gegengewichtsarmen weggenommen werden könnten, und bei Abnahme der Wärme infolge der Senkung des Bogenscheitels sich von den Druckpendeln abheben, so daß beim Befahren der Gegengewichtsarme Stöße entstehen müßten. Um beides zu vermeiden, sind die Gegengewichtsarme G neben den Hauptträgern des Bogens an doppelwandigen wagerechten Streckgurten S, die zugleich Fahrbahnlängsträger sind (vgl. Abb. 66 Grundriß und Schnitt a—a), gelenkig angeschlossen u. zw. so, daß im geschlossenen Zustande der Brücke dies die einzige Verbindung zwischen Bogen und Gegengewichtsarmen ist. Sobald aber für das Öffnen der Brücke die Druckpendel weggenommen werden, führen die Gegengewichtsarme eine kleine Drehung um das Gelenk aus und legen sich mit der unteren Nase N gegen die Bogen und wirken nun gewichtsausgleichend. Auch bei der höchsten Stellung der Klappe ist der Zusammenschluß zwischen Nase des Gegengewichtsarmes und Bogen noch gewahrt.

Die Spannweite des Bogenträgers mißt 30 m, die Pfeilhöhe 3,1 m. Die Zahnstangen zum Bewegen der Klappen greifen außerhalb der Hauptträger, die einen Mittenabstand von 7,65 m haben, im Mittelpunkte der Rollkränze an.

Die Strompfeiler sollen nach dem Vorbilde beim Bau der Eisenbahnbrücke zunächst im Senkbrunnenverfahren, erst in größeren Tiefen mit Hilfe von Druckluft gegründet werden. Die Senkkästen und die Mäntel der Pfeiler werden aus Eisenbeton gebildet (Abb. 67); die Längswände werden durch Eisenbetonrippen miteinander verbunden, so daß ein zellenförmiger Pfeilerkörper entsteht. Diese Zellen werden nach Bedarf schon während des Versenkens, im übrigen ebenso wie der Arbeitsraum des Senkkastens erst nach Vollendung der Versenkung mit Beton gefüllt.

Als größte zulässige Kantenpressung des Baugrundes durch die Pfeiler ist der Wert von 8 kg/qcm angenommen.

Die Senkkästen sollen schwimmend zur Baustelle geschafft und hier von schwimmenden Rüstungen aus abgesenkt werden.

Das Preisgericht beanstandet die schiefwinklige Lage der Brückenachse zur Stromrichtung, die Landanschlüsse und das Aussehen der Brücke. Das Aussehen der Brücke ist in der Tat wenig befriedigend. Der zweigliedrige Überbau auf der Nordseite bildet kein Gegengewicht zu dem dreigliedrigen Überbau der Südseite, er sieht unvollständig aus und stört die Harmonie des Bauwerkes.

Sehr zu bedauern ist es, daß das Preisgericht die Klappbrücke mit keinem Wort erwähnt hat. Man möchte fast annehmen, daß dem Preisgericht der neuartige und zweckmäßige Vorschlag für die Ausbildung der Klappbrücke entgangen ist.

(Fortsetzung folgt.)

GESCHWINDIGKEITSFORMELN FÜR WASSERLÄUFE UND MASSGEBENDES GEFÄLLE; MÄNGEL DER GANGUILLET-KUTTERSCHEN FORMEL UND DARLEGUNG EINES GEEIGNETEN ERSATZES.

Von Regierungs- u. Baurat E. Beyerhaus, Charlottenburg.

(Schluß von Seite 491.)

Eine weitere Prüfung der Formel $v = \alpha\ R^{0,7}\ J^{0,46}$ ist dadurch erfolgt, daß die Werte von α als Ordinaten einerseits zu R, anderseits zu J zeichnerisch aufgetragen sind, und zwar sowohl in gewöhnlicher Weise als auch auf logarithmisch geteiltem Papier. Die logarithmische Auftragung nach R ist als es schon nach dem Augenschein erkennbar, sind nach der Methode der kleinsten Quadrate entsprechende Gleichungen für beide Fälle ermittelt. Dieselben lauten $\alpha = 26{,}08\ R^{0,0012}$ und $\alpha = 24{,}89\ J^{-0,005}$. Danach würde sich an die zusammengestellten Ergebnisse eine Formel $v = \alpha\ R^{0,7012}\ J^{0,46}$ noch

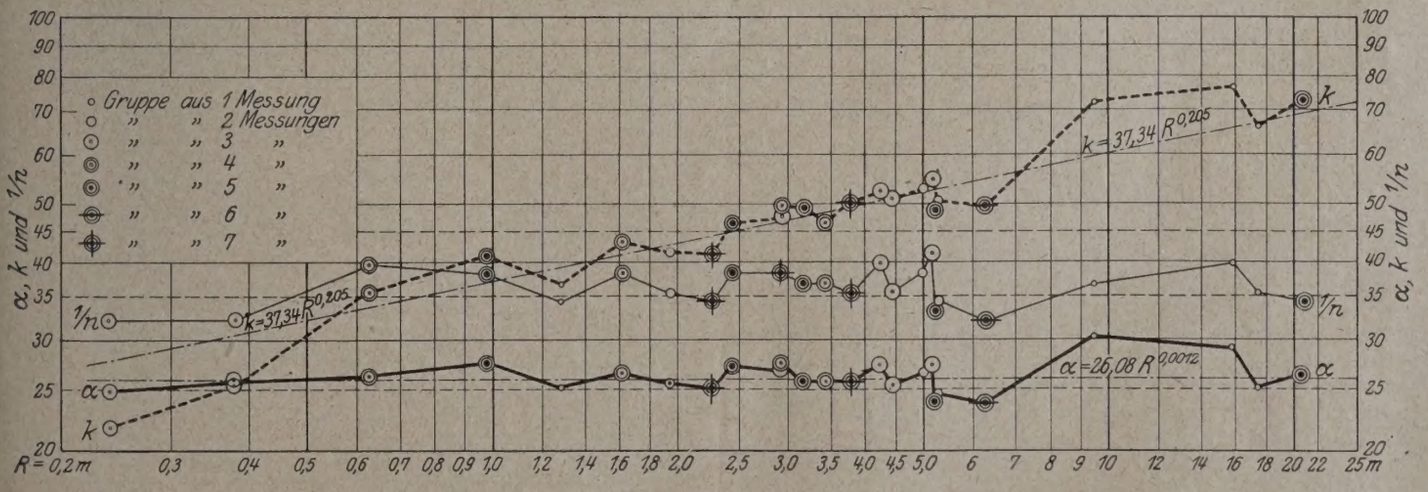


Abb. 2.

in Abb. 2 wiedergegeben; des besseren Vergleichs halber sind dabei die Werte $\frac{1}{n}$ statt n aufgetragen. Entspricht hierbei der Verlauf der α-Werte im wesentlichen einer wagerechten Geraden, so ist von einer Änderung der Exponenten 0,7 bzw. 0,46 kein Vorteil zu erwarten. Um dies noch zuverlässiger festzustellen, etwas besser anschmiegen und ebenso eine Formel $v = \alpha\ R^{0,7}\ J^{0,455}$.

Da aber der Zuverlässigkeitsgrad der Messungsunterlagen keine Anwendung von Exponenten von R und J größerer Stellenzahl rechtfertigt und überdies die rasche bequeme Handhabung der Formel möglichst einfache kurze Zahlen als

Exponenten verlangt, so erkennt man, daß kein Anlaß vorliegt, an den gewählten Exponenten der Formel $v = \alpha\ R^{0,7}\ J^{0,46}$ etwas zu ändern. Wenn auch hiernach der Exponent 0,45 für J ebenso gut wie 0,46 erscheint, so dürfte es doch nicht zweckmäßig sein, von dem im allgemeinen häufig bewährten und vielfach beliebten Exponenten 0,5 für J weiter abzugehen, als die Gesamtheit der verwerteten Ergebnisse klar verlangt. Darum dürfte der Wert 0,46 vor 0,45 den Vorzug verdienen. Der Einfluß dieses Unterschiedes erscheint übrigens für den praktischen Gebrauch völlig belanglos.

Die Auftragung der k-Werte auf logarithmisch geteiltem Papier folgt im wesentlichen einer ansteigenden Geraden, während bei gewöhnlicher Auftragung sich eine ausgesprochene Kurve ergibt. Diese Gerade ergibt, nach der Methode der kleinsten Quadrate berechnet, die Gleichung $k = 37{,}34\ R^{0,205}$. Da $v = k\ R^{0,5}\ J^{0,5}$ ist, so führt dies zu einem Exponenten von 0,705 für R, also auch wieder zu rund 0,7. Man sollte daher vollständig und endgültig mit der Verwendung der Quadratwurzelfür **R** brechen und statt dessen stets mit der **0,7 ten Potenz** rechnen, was die lästige und stets zu Unklarheiten führende doppelte Abhängigkeit des Beiwerts k einerseits vom Bettwiderstand und anderseits von der Wassertiefe beseitigt und einfache und klare Schlußfolgerungen über die zu erwartenden Geschwindigkeitsänderungen bei verschiedenen Wassertiefen zuläßt und auch die Lösung der verschiedensten und wichtigsten Wasserbauaufgaben in hohem Maße erleichtert und übersichtlicher gestaltet.

Bei der benutzten Zusammenstellung von Messungsergebnissen sind grundsätzlich nur Messungen an natürlichen Wasserläufen von den kleinsten bis zu den größten verwendet worden, weil ein ganz wesentlicher Unterschied besteht in der Bewegungsart des Wassers und der Wirkungsweise der Widerstände im natürlichen Flußbett mit seiner nie gleichmäßig eben verlaufenden Sohle und seinen nie wahrhaft geradlinig parallelen Ufern einerseits und dem künstlichen Kanal mit fast völlig ebener Sohle und gleichmäßig parallelen Wandungen anderseits. Nur im letzteren Falle kann die Korngröße des Geschiebes und die Rauhigkeit des Bettes den einschneidenden Einfluß auf die Geschwindigkeit ausüben, den die zahlreichen Versuchsergebnisse von kleinen künstlichen Kanälen aufweisen. Man sollte sich aber hüten, daraus weitgehende Schlüsse auf die völlig anders geartete Bewegung im natürlichen Wasserlauf zu ziehen, wo nicht die Korngröße des Geschiebes den Ausschlag gibt, sondern die Art und Folge des beständigen Querschnittwechsels nach Größe und Form und die Art der fortgesetzten Windungen in der Grundrißgestaltung, dazu der Einfluß von Buhnen, Sandbänken, Kolken, Barren usw.

Trotzdem hat es ein gewisses, wenn auch mehr theoretisches Interesse, zu sehen, wie eine gegebene Formel auf die Ergebnisse von künstlichen Kanälen paßt.

Im Jahre 1916 haben in der Versuchsanstalt für Wasserbau und Schiffbau für das Oberpräsidium der Provinz Schlesien Versuche stattgefunden, welche bezweckten, die Abflußverhältnisse bei einer geplanten Deichüberlaufstrecke mit 1 : 40 geneigter Ablaufböschung zu klären. Es wurde eine 10 m lange Strecke des Deiches im Maßstab 1 : 5 nachgebildet und nun durch sehr sorgfältige wiederholte Messungen die Ablaufgeschwindigkeit bei 7 verschiedenen Wassertiefen bestimmt, und zwar einmal bei Ausführung in glatt geriebenem Zementmörtel 1 : 1, und zweitens bei Bedeckung der Böschung mit gesiebtem Kies von 10—20 mm Korngröße, welcher auf einer Mörtelunterlage befestigt und so eingeebnet[3]) war, daß die Oberkante der Körner genau in einer Ebene mit der Neigung 1 : 40 lag, deren Tiefenlage zum jeweiligen Wasserspiegel bis auf etwa Zehntelmillimeter bestimmt werden konnte. Die überlaufende Wassermenge, die durch Eichung genau festgestellt wurde, nahm in 7 Stufen von rd. 4 l bis rd. 84 l für je 1 m Breite zu. Bei der glatten Ablaufböschung stellte sich bei 4,04 l für je 1 m Breite nach einem Lauf von etwa 8 m von der oberen Böschungskante aus eine Wassertiefe von unter 4 mm ein mit einer Geschwindigkeit, die etwa der im Zentralblatt 1916 S. 393 für den Zustand der reinen Gleit- (oder Laminar-) Bewegung mitgeteilten Formel entspricht. Wie an derselben Stelle mitgeteilt, bildet eine Wassermenge von rund 4 l auf 1 m Breite aber zugleich die Grenze für die reine Gleitbewegung. Darüber tritt Wirbelung ein, wodurch bekanntlich der Bewegungswiderstand ganz außerordentlich zunimmt und zugleich die entstehende Geschwindigkeit einem ganz anderen Gesetz folgt. Die größeren Wassermengen, bei welchen sich Wassertiefen bis zu 40 mm einstellten, ergaben bei der vorhandenen Ablauflänge noch keinen klaren Beharrungszustand, zeigten überdies auch schon deswegen keinen gesetzmäßigen Verlauf, weil sie in dem Übergangsbereich von der gleitenden zur wirbeligen Bewegung lagen und daher eine verhältnismäßig geringe und ziemlich regellose Zunahme der Geschwindigkeit mit wachsender Tiefe zeigten. Diese Sachlage, die bei den zahlreichen, in der Literatur mitgeteilten früheren Versuchen über Wassergeschwindigkeiten in kleinen glatten Gerinnen im allgemeinen nicht bekannt gewesen zu sein scheint, mahnt zu großer Vorsicht bei der Verwertung von Versuchsergebnissen in glatten Gerinnen bei sehr geringer Wassertiefe.

Ganz anders gestaltete sich der Ablauf auf der grobkiesigen Fläche. Schon nach 6 m Ablauflänge trat bei allen Wassermengen klarer Beharrungszustand ein und eine Wassertiefe von 9,8 mm mit $v = 0{,}367$ m bei rd. 3,6 l für je 1 m Breite, in regelmäßigen Stufen zunehmend bis zu 63,6 mm mit $v = 1{,}323$ m bei 84,2 l auf 1 m Breite. Die Zunahme der Geschwindigkeit erfolgt bei der grobkiesigen Sohle genau mit der **0,7 ten** Potenz des Wertes $\mathbf{R} = \frac{F}{U}$, wo bei der benutzten Breite von 2 m sich ergibt $F = 2{,}0\ t$ und $U = 2{,}0 + 2\ t$, also $R = \frac{t}{1+t}$ (alles in m). Da t nur klein gegenüber der Breite ist, so ist es allerdings nur wenig von R verschieden. Für die 7 verschiedenen Werte von R mit den zugehörigen Geschwindigkeiten sind die einzelnen Werte von α, k und n ausgerechnet und in der nachstehenden Tabelle S. 525 zusammengestellt:

Danach ergibt sich die mittlere Abweichung der α gegen den Mittelwert $\alpha = 52{,}17$ zu 0,65 vH, die der k gegen den Mittelwert $k = 30{,}31$ zu 9,47 vH und die der n gegen den Mittelwert $n = 0{,}0152$ zu 4,69 vH. Es verhalten sich danach die mittleren Abweichungen bei α, k und n wie 1 : 14,6 : 7,2. Sie sind also bei k rund 15, bei n rund 7 mal so groß wie bei α.

Im Anschluß daran sei bemerkt, daß Forchheimer in seiner Hydraulik Seite 77 mitteilt, daß er bei Versuchen in einem Holzgerinne die Geschwindigkeit proportional der **0,7 ten** Potenz der Wassertiefe fand, während die Ganguillet-Kuttersche Formel nicht befriedigte. Dr. Blasius gelangt im Anschluß an zahlreiche Versuche mit allerdings meist ziemlich engen Röhren zu einer Formel, welche die Geschwindigkeit in Abhängigkeit von $\mathbf{R}^{6/7} = R^{0,714}$ ergibt, was also auch der 0,7 ten Potenz sehr nahe kommt (Mitteilg. über Forschungsarbeiten herausgegeben vom Verein deutscher Ingenieure Heft 131). Auch die sehr zahlreichen bekannten Versuche an künstlichen Gerinnen von Darcy und Bazin sowie die sonstigen von Kutter in „Die neuen Formeln für die Bewegung des Wassers" mitgeteilten Versuchsergebnisse an kleinen Gerinnen schließen sich fast sämtlich der 0,7 ten Potenz von R besser an, als der Ganguillet-Kutterschen Formel. Unter den in den letzten Jahrzehnten entstandenen Formeln hat auch die Hardersche $v = a\sqrt{RJ} + b\,R\sqrt{J}$ wegen angeblich guter Übereinstimmung mit den Messungsergebnissen besondere Beachtung gefunden. Auch diese For-

[3]) Da der Kies sich leicht in die weiche Mörtelunterlage eindrücken ließ, entstand bei sorgfältigem Abgleichen eine so ebene Oberfläche, daß der Rauhigkeitswiderstand sich als viel kleiner ergab, als nach der Korngröße zu erwarten war.

mel entspricht einem Exponenten von R, der zwischen 0,5 und 1,0 liegt, aber im Gegensatz zur Ganguillet-Kutterschen Formel mit wachsendem R zunimmt. Das durch einen konstanten Exponenten von R ausgesprochene Gesetz liegt also zwischen beiden, muß also jedenfalls wenigstens eine dieser beiden Formeln, wenn nicht beide, an Brauchbarkeit und Zuverlässigkeit übertreffen, während es offenbar beide an Einfachheit und bequemer Handhabung bei Lösung der verschiedensten Aufgaben übertrifft.

Für diejenigen Fachkreise, die nun aber aus langjähriger Gewohnheit ein besonderes Zutrauen zur Ganguillet-Kutterschen Formel gefaßt haben, oder ihr eine gewisse maßgebende Bedeutung zusprechen, ist es von Wichtigkeit zu wissen, wie sich die Abhängigkeit der Geschwindigkeit v von R und J bei dieser Formel zu der bei der Formel $v = \alpha\, R^{0,7}\, J^{0,46}$ verhält, und zwar hauptsächlich bei den im Flußbau gewöhnlich vorkommenden Wassertiefen und Gefällen. Ein solcher Vergleich ist leicht zu ziehen, sobald man feststellt, welche Werte die Exponenten von R bzw. J annehmen müssen, wenn der Beiwert k, wie er sich jeweils nach der Ganguillet-Kutterschen Formel ergibt (bei gegebenem feststehenden n), durch einen unveränderlichen Beiwert ersetzt werden soll. Ergibt sich z. B. bei einem bestimmten Gefälle für R_1 der Wert k_1 und für R_2 der Wert k_2, so ist der Exponent zu suchen, der der Gleichung entspricht:

$$\left(\frac{R_2}{R_1}\right)^x = \frac{k_2}{k_1}\left(\frac{R_2}{R_1}\right)^{0,5}$$

oder

$$x = 0,5 + \frac{\log k_2 - \log k_1}{\log\left(\frac{R_2}{R_1}\right)}$$

Nimmt man $\frac{R_2}{R_1} = 10$ an, so wird $x = 0,5 + \log k_2 - \log k_1$. Im Flußbau wird man es im allgemeinen mit Wassertiefen nicht unter 0,6 m und nicht über 6,0 m zu tun haben, während die Gefälle selten stärker als $^1/_{1000}$ und schwächer als $^1/_{20000}$ sind und n meist zwischen 0,025 und 0,030 liegt. Setzen wir also $R_1 = 0,6$ m und $R_2 = 6,0$ m, so gibt nachstehende Zusammenstellung einen guten Anhalt, um das Abhängigkeitsgesetz der Geschwindigkeit v von R nach der Ganguillet-Kutterschen Formel zu vergleichen mit dem der Formel $v = \alpha\, R^{0,7}\, J^{0,46}$.

Vergleich der Ganguillet-Kutterschen Formel mit der Form $v = \alpha\, R^x\, J^y$ bezügl. des **Exponenten von R.**

R	Gefälle J	Exponent x a) für n = 0,025	Exponent x b) für n = 0,030
wechselnd	0,0010 = 1 : 1000	0,657	0,674
von	0,0005 = 1 : 2000	0,662	0,684
0,6 m	0,0002 = 1 : 5000	0,679	0,701
auf	0,0001 = 1 : 10000	0,702	0,726
6,0 m	0,00005 = 1 : 20000	0,748	0,770

Man sieht, daß der Wert x = 0,7 ein guter runder Mittelwert ist, der von den Einzelwerten so wenig abweicht, daß es praktisch ohne Bedeutung bleibt, so daß also die durch die beiden Formeln dargestellten Gesetze bezügl. der Abhängigkeit von R sich unter den gewöhnlich vorkommenden Verhältnissen fast ganz decken.

Ganz ähnlich gestaltet sich die Untersuchung bezüglich des Gefälles J. Bezeichnet man die zu 2 verschiedenen Gefällen J_1 und J_2 bei gegebenem R und n nach Ganguillet-Kutter sich ergebenden k-Werte mit k_1 und k_2, so erhält man den Exponenten y, der an Stelle von 0,5 bei J treten muß, um den Beiwert unveränderlich zu machen, aus der Gleichung:

$$\left(\frac{J_1}{J_2}\right)^y = \frac{k_1}{k_2}\left(\frac{J_1}{J_2}\right)^{0,5}$$

woraus folgt:

$$y = 0,5 - \frac{\log k_2 - \lg k_1}{\log J_1 - \log J_2}$$

Hiernach ist folgende Zusammenstellung berechnet:

Vergleich der Ganguillet-Kutterschen Formel mit der Form $v = \alpha\, R^x\, J^y$ bezügl. des **Exponenten von J.**

Gefälle J wechselnd von	R	Exponent y n = 0,025	Exponent y n = 0,030
0,001 = 1 : 1000	1,0	0,500	0,500
auf	3,0	0,463	0,463
0,000 05 = 1 : 20 000	6,0	0,456	0,443

Formelvergleich auf Grund von in der Berliner Versuchsanstalt für Wasserbau und Schiffbau ausgeführten Versuchen in 2,0 m breiten Gerinnen.

Lfde. Nr.	v m/sek	R = 2,0 t*) / 2,0 + 2 t m	J konstant	α	Abweichung gegen den Mittelwert: $\alpha_m = 52,17$ −	Abweichung gegen den Mittelwert: $\alpha_m = 52,17$ +	k	Abweichung gegen den Mittelwert: $k_m = 30,31$ −	Abweichung gegen den Mittelwert: $k_m = 30,31$ +	n	Abweichungen gegen den Mittelwert: $n_m = 0,1523$ −	Abweichungen gegen den Mittelwert: $n_m = 0,1523$ +
1	0,367	0,0097	0,025	51,4**)	0,77	—	23,6	6,71	—	0,0136	0,00163	—
2	0.596	0,0187	0,025	52,7	—	0,53	27,6	2,71	—	0,0145	0,00073	—
3	0,776	0,0274	0,025	52,5	—	0,33	29,7	0,61	—	0,0151	0,00013	—
4	0,930	0,0359	0,025	52,1	0,07	—	31,1	—	0,79	0,0155	—	0,00027
5	1,072	0,0440	0,025	52,1	0,07	—	32,3	—	1,99	0,0158	—	0,00057
6	1,215	0,0520	0,025	52,5	—	0,33	33,7	—	3,39	0,0159	—	0,00067
7	1,323	0,0598	0,025	51,9	0,07	—	34,2	—	3,89	0,0162	—	0,00097
				365,2	1,18	1,19	212,2	10,03	10,06	0,1066	0,00249	0,00248
				$\frac{365,2}{7} =$ $\alpha_m = 52,17$	$\frac{1,18 + 1,19}{365,2} =$ Mittlere Abweichung der α = 0,65 vH		$\frac{212,2}{7} =$ $k_m = 30,31$	$\frac{10,03 + 10,06}{212,2} =$ Mittlere Abweichung der k = 9,47 vH		$\frac{0,1060}{7} =$ $n_m = 0,01525$	$\frac{0,00249 + 0,00248}{0,1066} =$ Mittlere Abweichung der n = 4,69 vH	

*) t = Wassertiefe.

**) Der verhältnismäßig große Wert von α (ebenso wie der kleine von n) erklärt sich durch die sehr sorgfältig geebnete Oberfläche des in Zementmörtel eingebetteten Kieses.

Bekanntlich entspricht die Abhängigkeit der Geschwindigkeit vom Gefälle bei der Ganguillet-Kutterschen Formel für R = 1,0 der Quadratwurzel, d. h. y = 0,5, ebenso bei jedem beliebigen R, wenn das Gefälle in der Nähe von J = 0,001 liegt. Für größere Wassertiefen und schwächere Gefälle nimmt dann der Exponent y mit abnehmendem Gefälle zunächst bis zu einem Kleinstwert ab, um dann nach Unterschreitung von J = 0,015‰ bei weiterer Gefällsabnahme wieder bis auf y = 0,5 für J = 0 zuzunehmen. Doch behält y innerhalb der im Wasserbau im allgemeinen vorkommenden Verhältnisse, wie vorstehende Zusammenstellung beweist, immerhin eine Größe derart, daß y = 0,46 als guter brauchbarer Mittelwert angesehen werden kann, wenn man bedenkt, daß geringe Änderungen von y praktisch völlig belanglos sind.

Es dürfte hiernach wohl kaum eine zweite Formel bekanntgegeben sein, die sich für den praktischen Gebrauch im Wasserbau so gut an die Ganguillet-Kuttersche Formel anschmiegt, wie die hier mitgeteilte:

$$v = \alpha R^{0,7} J^{0,46}.$$

Will man nun diese wegen ihres einfachen Baues und ihrer bequemen Handhabung bei der Lösung verschiedenster Aufgaben (sie läßt sich im Gegensatz zur Ganguillet-Kutterschen leicht auch nach R und J sowie dem den Bewegungswiderstand kennzeichnenden Beiwert auflösen) an die Stelle der ersteren treten lassen, mit der man durch jahrelange Gewöhnung vertraut ist, so entsteht die Frage: Welcher Wert von α entspricht einem gegebenen Werte von n und umgekehrt? Hierüber gibt nachstehende Zusammenstellung Aufschluß. Sie bietet einen praktisch genügenden Anhalt, wenn auch in einzelnen Fällen gewisse Abweichungen davon vorkommen mögen.

Durchschnittlich einander entsprechende Werte von **n** und α.

Die Bewegungswiderstände sind:

verhältnismäßig klein		mittel		verhältnismäßig groß	
n	α	n	α	n	α
0,021	33	0,026	28	0,030	24
0,022	32		27	0,031	23
0,023	31	0,027	26	0,032	
	30	0,028		0,033	22
0,024	29	0,029	25	0,034	21
0,025				0,035	

Als guten Mittelwert kann man α = 26 ansehen entsprechend etwa n = 0,027 bis 0,028.

Daß die starke Veränderlichkeit dieser Beiwerte bisher ihren Hauptgrund in der ungenügenden Unterscheidung zwischen gemessenem und maßgebendem Gefälle (Energielinie) hatte, ist bereits eingehend dargelegt. Daneben muß aber darauf hingewiesen werden, daß sich scheinbar eine um so geringere „Rauhigkeit", also ein um so größeres α und also kleineres n ergibt, je größer das Verhältnis der größten Tiefe im Querschnitt zu der mittleren Tiefe desselben ist und umgekehrt. Es dürfte sich wohl lohnen, hierüber eine besondere Untersuchung anzustellen. Es verhält sich dies ähnlich wie mit dem Querschnitt eines Balkens, dessen Widerstandsmoment um so größer ist, je mehr die größte Höhe des Querschnitts die mittlere Höhe desselben übertrifft (ein T-förmiger Querschnitt trägt mehr als ein rechteckiger). Wenn daher bei einem Querschnitt selbst auf nur kurzer Strecke sehr geringe Tiefe (überflutetes Vorland) neben großer Tiefe im Hauptstrom vorkommt, so sollte man keine Gesamtdurchschnittstiefe bilden und diese mit einer Formel in Beziehung setzen, auch wenn die Rauhigkeit auf dem Vorlande dieselbe ist wie im Hauptstrom.

Eine eingehendere Untersuchung über den Einfluß der Querschnittsform soll demnächst mitgeteilt werden, sie würde hier zu weit führen.

Daß die Ganguillet-Kuttersche Formel

$$v = \left(\frac{\frac{1}{n} + 23 + \frac{0,00155}{J}}{1 + 23 + \frac{0,00155}{J} \cdot \frac{n}{\sqrt{R}}} \right) \sqrt{RJ}$$

für den gewöhnlichen Gebrauch unnötig verwickelt und unhandlich ist, spricht ihr Mitverfasser Kutter in seinem mehrfach erwähnten Buch S. 147 selbst aus und hat daher für gewöhnliche Verhältnisse eine neuere einfachere Formel aufgestellt, welche die Abhängigkeit vom Gefälle durch die einfache Quadratwurzel zum Ausdruck bringt. Die vorstehende sogenannte allgemeine Formel soll dagegen für große Wassertiefen und kleine Gefälle besonders geeignet sein. Nun haben wir aber eingangs gezeigt, daß bei ihrer Ableitung auf Grund der Mississippimessungen verhängnisvolle Trugschlüsse[4]) mitgewirkt haben. Hieraus folgt, daß ein starkes Mißtrauen gegen die Richtigkeit und wirkliche Gültigkeit dieser Formel auch gerade für die ausnahmsweise großen Wassertiefen und geringen Gefälle, wofür sie besonders geeignet sein soll, berechtigt ist. Bei dem großen Rufe, den sie in wissenschaftlichen Fachkreisen erlangt hat, liegt es nahe, daß sie z. B. bei Untersuchungen über Strömungen in Meerengen oder Ausmündungen von Riesenströmen mit Wassertiefen von 100 m und darüber und Gefällen, die bis nahe an Null herangehen, Anwendung finden könnte. Der Glaube an eine derartige Verwendbarkeit dieser Formel kann sich aber nur so lange halten, als das wahre Gesetz, welches sich hinter der verwickelten und undurchsichtigen Form verbirgt, nicht bekannt ist. Wer sich nämlich der Mühe unterzieht, dies durch eingehende mathematische Untersuchung und Berechnung klar zu legen, wird erkennen, daß diese Formel für sehr große Wassertiefen und sehr geringe Gefälle zu direkt unsinnigen Unmöglichkeiten führt. Z. B. für R = 400 m nimmt die Geschwindigkeit bei abnehmendem Gefälle von 1‰ oder 1 : 1000 aus erst rasch, dann immer langsamer ab, bis sich schon bei J = 0,017‰ ein Minimum einstellt von 11,1 m für n = 0,025 und bei weiterer Abnahme des Gefälles die Geschwindigkeit wieder ansteigt bis auf 12,0 m bei J = 0,003‰, um darauf wieder erst langsam und dann allmählich immer rascher mit weiter abnehmendem Gefälle abzunehmen. Also bei einem über 5 mal kleineren Gefälle ist die Geschwindigkeit nach dieser Formel um 0,9 m größer als bei dem Gefälle von 0,017‰. Für R = 900 m und n = 0,025 entsteht ein Minimum von v = 17,4 m bei J = 0,02‰, während bei dem über 10 mal kleineren Gefälle J = 0,0018‰ v = 21,4 m, also um 4 m größer wird. Die ausführlichere Darlegung dieser Sachlage unter Beifügung von zeichnerischen Darstellungen würde hier zu weit führen, soll aber einer besonderen Veröffentlichung vorbehalten bleiben. Bei geringeren Wassertiefen ist der gesetzmäßige Verlauf, der durch die Formel zum Ausdruck kommt, zwar nicht mehr derartig unsinnig, aber immerhin so willkürlich und unwahrscheinlich, daß sie nicht nur wissenschaftlich wertlos, sondern geradezu unannehmbar und unbrauchbar erscheint. Sie ist eben lediglich darauf zugeschnitten, daß sie für die kritiklos benutzten Mississippimessungen das verlangte Ergebnis liefert, ohne nach dem gesetzmäßigen Verlauf im übrigen zu fragen. Für die beim Mississippi vorkommende Wassertiefe von R = rund 22,5 m entspricht der Verlauf dieses Formelgesetzes einem Exponenten von J, der von y = 0,5 für J = 1,0‰ erst abnimmt bis auf rund y = 0,2 bei J = 0,015‰, darauf aber erst langsam, dann rascher zunimmt bis wieder auf 0,5 für J = 0. Bei dem Gefälle J = 0,0034‰, welches bei einem der Mississippi-Messungs-

[4]) Vergl. den Aufsatz des Verfassers im Zentralbl. d. Bauv. vom 2. April d. J.: „Die Trugschlüsse aus den Mississippi-Messungen von Humphreys und Abbot und der fehlerhafte Bau der Ganguillet-Kutterschen Formel."

ergebnisse vorkommt, ist der Exponent schon wieder auf rund 0,3 angestiegen. Während also behauptet und geglaubt wird, daß die Ganguillet-Kuttersche Formel einem mit abnehmendem Gefälle stetig abnehmenden Exponenten von J entspricht (wogegen sich ja schließlich, wenn es wirklich durch die Beobachtungen einwandfrei erwiesen wäre, nichts einwenden ließe), ergibt die Formel schon bei $J = 0{,}015\,‰$ (für $R = 22{,}5$ m) ein Minimum für den Exponenten y von J und läßt diesen dann wieder ansteigen, so daß er bei dem benutzten Mississippigefälle schon wieder stark steigende Tendenz hat. Offenbar kann es nur die Unkenntnis dieser Sachlage sein, daß die Fachwissenschaft bisher eine solche Formel nicht als unannehmbar abgewiesen hat. Denn dieses Fallen und Wiederansteigen des Exponenten von J ist in keiner Weise durch irgendwelche Beobachtung oder vernünftige Überlegung begründet. Die Nichtbeachtung des Unterschiedes zwischen gemessenem und maßgebendem Gefälle kann, wie vorher besprochen, wohl zu der Annahme eines mit zunehmender Wassertiefe und abnehmendem Gefälle abnehmenden Exponenten von J, keineswegs aber zu einem Wiederansteigen dieses Exponenten bei weiter abnehmendem Gefälle führen, wie es die Ganguillet-Kuttersche Formel ergibt, nach welcher bei jedem Werte von $R > 1{,}0$ dieser Exponent, von $J = 1{,}0\,‰$ ausgehend, bei abnehmendem Gefälle zunächst kleiner wird, bis bei etwa $J = 0{,}015\,‰$ ein Kleinstwert erreicht wird, worauf ein Wiederansteigen erfolgt, so daß bei $J = 0$ wieder derselbe Wert 0,5 wie bei $J = 1{,}0\,‰$ erreicht wird.

Dies läßt sich durch eine nähere Betrachtung der Formel

$$v = \left(\frac{23 + \frac{1}{n} + \frac{0{,}001\,55}{J}}{1 + \left(23 + \frac{0{,}001\,55}{J}\right) \frac{n}{\sqrt{R}}} \right) \sqrt{R\,J}$$

leicht erkennen.

Schreibt man nämlich die Formel in folgender Form:

$$v = \frac{1}{n} \left(\frac{\frac{1}{n} + 23 + \frac{0{,}001\,55}{J}}{\frac{1}{n} + \left(23 + \frac{0{,}001\,55}{J}\right) \frac{1}{\sqrt{R}}} \right) \sqrt{R\,J}$$

so erkennt man sofort, daß für $R = 1$ der Beiwert k in $\frac{1}{n}$ übergeht und je mehr $R > 1$, um so mehr der Nenner kleiner als der Zähler, also der Gesamtwert größer wird, und zwar in um so stärkerem Maße, je größer der Ausdruck $23 + \frac{0{,}001\,55}{J}$, d. h. um so kleiner J ist. Je größer J wird, um so mehr tritt der Wert $\frac{0{,}001\,55}{J}$ gegen 23 zurück, so daß schon in der Nähe von $J = 0{,}001$ der Beiwert k fast unabhängig vom Gefälle wird, also die einfache $\sqrt{J}$ bestimmend, mithin $y = 0{,}5$ wird. Multipliziert man jetzt Zähler und Nenner mit J, so erhält man:

$$v = \frac{1}{n} \left(\frac{\left(\frac{1}{n} + 23\right) J + 0{,}001\,55}{\left(\frac{1}{n} + \frac{23}{\sqrt{R}}\right) J + \frac{0{,}001\,55}{\sqrt{R}}} \right) \sqrt{R\,J}$$

Wird J sehr klein, so werden die links stehenden Vielfachen von J über und unter dem Nenner so klein, daß sie gegenüber den rechtsstehenden, J nicht enthaltenden Werten bedeutungslos werden. Wir sehen so, daß für sehr kleine Gefälle sich diese Formel dem Ausdruck nähert:

$$v = \frac{1}{n} \cdot \frac{0{,}001\,55}{0{,}001\,55 \cdot \frac{1}{\sqrt{R}}} \sqrt{R\,J} = \frac{\sqrt{R}}{n} \sqrt{R\,J}^{5)} = \frac{1}{n} R \sqrt{J}.$$

Der Exponent von J nähert sich also für sehr kleine Gefälle wieder dem Wert $y = 0{,}5$, während mit sehr klein werdendem Gefälle der Exponent von R dem Wert $x = 1$ zustrebt; und zwar gilt letzteres sogar für die größten Wassertiefen. Dieser Verlauf des Formelgesetzes ist offenbar nicht nur völlig unbegründet, sondern sogar von den Verfassern gar nicht beabsichtigt, vermutlich gar nicht mal erkannt. Man hat sich in der Fachwelt willig mit der verwickelten, unbequemen Form abgefunden in dem Glauben, doch damit etwas besonders Gutes, allgemein Gültiges zu haben, während die vorstehende Untersuchung zeigt, daß dies eine gewaltige Täuschung ist, und daß sich in Wahrheit hinter der verwickelten undurchsichtigen Form ein Gesetz verbirgt, welches bei sehr kleinen Gefällen und großen Wassertiefen (wofür die Formel als besonders geeignet gerühmt wird) zu ganz unsinnigen, unmöglichen Ergebnissen führt und wegen seines Gesamtverlaufs als durchaus unwissenschaftlich und unannehmbar abgelehnt werden muß.

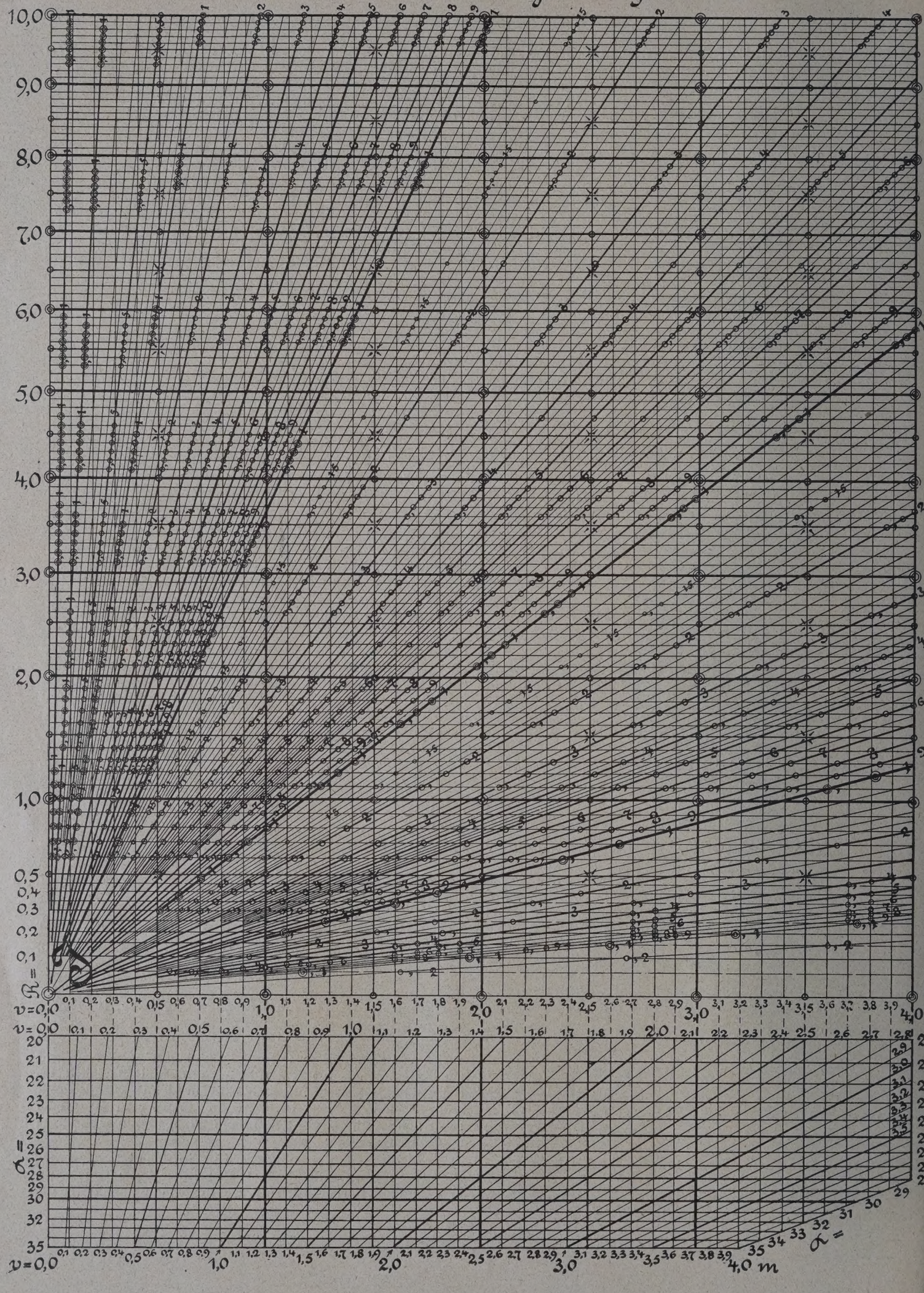
Wir gelangen somit zu dem Ergebnis, daß die Ganguillet-Kuttersche Formel für die gewöhnlich im Wasserbau vorkommenden Gefälle und Wassertiefen durch die in vieler Beziehung vorteilhaftere $v = \alpha\, R^{0{,}7}\, J^{0{,}46}$ ersetzt werden kann und daß sie für außergewöhnlich große Wassertiefen und kleine Gefälle bei näherer Untersuchung einen derartigen Verlauf ergibt, daß sie als ungeeignet erscheint und kein Vertrauen verdient, so daß auch in diesen Fällen die vorstehende neue Formel geeigneter erscheint, zumal die früher mitgeteilte für sie günstige Zusammenstellung auch Wassertiefen über 20 m und sehr geringe Gefälle umfaßt.

Um nun den Gebrauch dieser Formel möglichst zu erleichtern, ist die umstehende zeichnerische Darstellung angefertigt, welche für jedes beliebige Gefälle und für alle Wassertiefen bis zu 10 m sofort die Geschwindigkeit liefert. Es ist dabei der Beiwert $\alpha = 28$ (entsprechend etwa $n = 0{,}026$ der Ganguillet-Kutterschen Formel) zugrunde gelegt, der etwa 7½ vH größer als der früher berechnete Mittelwert $\alpha = 26$ ist. Mit Hilfe des Rechenschiebers läßt sich jedoch eine Umrechnung auf jeden beliebigen anderen Wert von α leicht vornehmen, ebenso der Wert von α bestimmen, wenn v gegeben ist. Ist kein Rechenschieber zur Hand, so kann die unterhalb angebrachte Ergänzung benutzt werden, die den Wert von v für jeden Wert von $\alpha = 20$ bis $\alpha = 35$ liefert, indem sich für $\alpha > 28$ der Maßstab für v verkleinert, für $\alpha < 28$ aber vergrößert. Z. B. für $R = 2{,}30$ und $J = 0{,}0002$ findet man für $\alpha = 28$ $v = 1{,}00$ m. Geht man senkrecht abwärts bis zum Schnittpunkt mit der $\alpha = 25$ entsprechenden Wagerechten, so erhält man $v = 0{,}89$ für den Wert $\alpha = 25$. Für $R = 5{,}25$ erhält man in derselben Weise für $J = 0{,}000\,07$ $v = 1{,}10$. Ist aber $\alpha = 24$ (entsprechend etwa $n = 0{,}030$ der G. K.schen Formel), so erhält man senkrecht abwärts gehend hierfür $v = 0{,}94$. Für $R = 9{,}60$ und $J = 0{,}000\,055$ findet man für $\alpha = 28$ $v = 1{,}56$. Ist aber z. B. $\alpha = 30$, so geht man von hier aus senkrecht abwärts bis zum Schnitt mit der Wagerechten für 30 und erhält $v = 1{,}60$. In ähnlicher Weise kann man den Wert von α aufsuchen, wenn die anderen 3 Stücke bekannt sind. Für einen erweiterten Gebrauch der Tafel dienen folgende Angaben: $2^{0{,}7} = 1{,}625$; $\left(\frac{1}{2}\right)^{0{,}7} = 0{,}6156$, $10^{0{,}7} = 5{,}012$; $\left(\frac{1}{10}\right)^{0{,}7} = 0{,}1995$, ferner $10^{0{,}46} = 2{,}884$; $\left(\frac{1}{10}\right)^{0{,}46} = 0{,}3467$; $100^{0{,}46} = 8{,}3176$; $\left(\frac{1}{100}\right)^{0{,}46} = 0{,}120\,23$. Bei R über 10 m benutzt man die Tafel für $\frac{R}{2}$ oder $\frac{R}{10}$ und vervielfältigt mit 1,625 bezw. 5,012. Den umgekehrten Weg geht man, wenn man bei $R < 1{,}0$ eine größere Genauigkeit erzielen will. Ebenso kann man bei sehr kleinen Gefällen eine große Genauigkeit erzielen, wenn man vom 10- oder 100fachen Gefälle ausgeht und dann mit 0,3467 bzw. 0,120 23 multipliziert.

Für genauere Rechnungen wird man sich stets der Logarithmen bedienen, wobei man z. B. bei dem log 0,0001, wenn man ihn 6,0 − 10 schreibt, zu beachten hat, daß dann durch die

5) Man sieht, daß mit abnehmendem Gefälle der Beiwert k sich dem Grenzwert (und zugleich Höchstwert) $k = \frac{\sqrt{R}}{n}$ nähert.

$v = \alpha R^{0,7} J^{0,46}$, dargestellt für $\alpha = 28$.



Vervielfachung mit 0,46 aus — 10 der Wert — 4,6 wird, so daß man vorn 5,4 zuzählen und hinten abziehen muß, um wieder am Schluß — 10 zu erhalten. Schreibt man ihn aber 0,000 — 4, so erhält man hinten — 1,84 und muß dann hinten so viel abziehen und gleichzeitig vorn zuzählen, daß man eine ganze Zahl bekommt, also in diesem Falle 0,16, wodurch man hinten statt — 1,84 die Zahl — 2 erhält. Will man dies vermeiden, so kann man auch z. B. das Gefälle in mm/km ausdrücken, es also mit 1 000 000 oder 10^6 vervielfachen. Man muß dann gleichzeitig den Beiwert α mit $(10^{-6})^{0,46}$ oder mit $10^{-2,76} = 10^{0,24} \cdot 10^{-3} = 0{,}001 \cdot \text{num log } 0{,}24 = 0{,}001\,738$ vervielfachen, oder nach Ausführung der sonstigen logarithmischen Rechnung stets zum Schluß 0,24 — 3 oder 7,24 — 10 hinzufügen, ehe man den Numerus aufsucht. Bei häufigem Gebrauch der Formel empfiehlt es sich, für den gewöhnlichen Bereich der Werte von R und J eine Tabelle der Werte $R^{0,7}$ und $J^{0,46}$ anzulegen (was sich durch Benutzung der sich ziemlich langsam ändernden Differenzwerte sehr erleichtert) und dann mit dem Rechenschieber zu arbeiten.

Legt man Gewicht darauf, tunlichst eine noch einfachere und bequemere Formel als die in Rede stehende zu haben, so wird man auch mit der Form $v = \alpha R^{0,7} J^{0,5}$ zu befriedigenden Ergebnissen gelangen, zumal der Wert 0,46 keineswegs genau feststeht und seine Abweichung gegen 0,5 wohl in den meisten Fällen wenig zur Geltung kommt. Nur bei großen Gefällsunterschieden tritt im allgemeinen mit $J^{0,46}$ eine bessere Anpassung an die Messungsergebnisse zutage als mit $\sqrt{J}$. **Bei R aber sollte man die unbedingt falsche Quadratwurzel endgültig fallen lassen** und entweder den vorzüglich geeigneten Exponenten 0,7 festhalten, oder falls man der Notwendigkeit mit Logarithmen zu rechnen entgehen will, den Wert $^2/_3$ wählen, so daß man eine Formel $v = \alpha \sqrt[3]{R^2}\sqrt{J}$ erhielte. Alle sonstigen komplizierteren und darum in ihrem gesetzmäßigen Verlauf weniger durchsichtigen oder sonst unnötig unbequemen Formeln sollte man schon mit Rücksicht darauf ablehnen, daß eine wirklich zuverlässige genaue Bestimmung des maßgebenden Gefälles selten möglich ist und auch sonstige Umstände eine gewisse Unsicherheit und damit auch ein Schwanken des maßgebenden Beiwertes mit sich bringen. Jeder neu auftauchenden Formel, die sich auf Ergebnisse stützt, bei denen R und J nicht einen sehr weiten Bereich umfassen, sollte man mit großer Vorsicht begegnen, da die gute Übereinstimmung mit gewissen Messungsergebnissen oft z. T. auf Zufälligkeit beruht.

Nach Abschluß vorstehender Arbeit hat eine eingehende kritische Durchforschung des großen Mississippiwerkes von Humphreys und Abbot als zweifellos erwiesen, daß die bei den Mississippi-Messungsergebnissen mitgeteilten Gefälle wegen der viel zu kurzen benutzten Flußlängen bei dem schwankenden Wasserspiegel mit so groben Fehlern behaftet sind, daß dadurch die ganzen Ergebnisse z. T. wertlos werden. Die wahren Gefälle haben etwa das 4- bis 5-fache der schwächsten mitgeteilten Gefälle betragen. Damit ergibt sich aber auch der ganze darauf fußende Bau der Ganguillet-Kutterschen Formel als grob fehlerhaft. Dies ist eingehender dargelegt im Zentralblatt der Bauverwaltung vom 2. April d. J. unter der Überschrift: „Die Trugschlüsse aus den Mississippi-Messungen von Humphreys und Abbot und der fehlerhafte Bau der Ganguillet-Kutterschen Formel."

DIE BERECHNUNG VON VIADUKTEN.

Von Dr.-Ing. Ernst Pichl, Ingenieur der Wayss & Freytag A.-G., Stuttgart.

Die im allgemeinen gebräuchliche Berechnung von Talbrücken (Viadukten) vernachlässigt für gewöhnlich die durch den durchgehenden Zusammenschluß aller Bogen bedingte Übertragung der Formänderung des belasteten Bogens auf die übrigen Öffnungen. Der belastete Bogen wird in seinen Pfeilerköpfen als vollständig eingespannt angesehen, die beiden ihn begrenzenden Pfeiler für die durch die Kämpfer übertragenen Kräfte untersucht, ohne daß der Einfluß der benachbarten Bögen sowie die Einwirkung der Bewegungen der Pfeilerköpfe auf die belastete Öffnung berücksichtigt werden. Nur in selteneren Fällen wird der Einfluß der Horizontalverschiebung

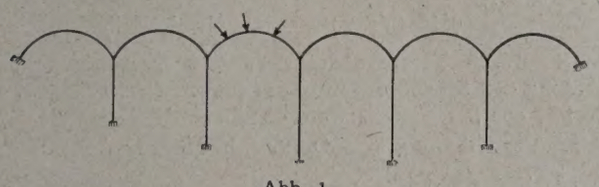


Abb. 1.

der Pfeilerköpfe näherungsweise in einer Zusatzberechnung ermittelt.

Die nachstehenden Ausführungen versuchen nun einen Weg zu einer genauen Berechnung von Talbrücken zu geben, in der der Einfluß der elastischen Wechselwirkung aller Öffnungen Berücksichtigung findet, ohne eine weitere Zusatzberechnung erforderlich zu machen.

Das Grundsystem einer Talbrücke ist die durchgehende Bogenreihe, die dadurch gekennzeichnet ist, daß die sie bildenden einzelnen Bogen in ihrem Zusammenhange die auftretenden Formänderungen beeinflussen. Bei der Belastung eines Bogens wird die ganze Bogenreihe in Mitleidenschaft gezogen; die den belasteten Bogen begrenzenden Pfeilerköpfe weichen infolge des elastischen Verhaltens der anschließenden Teile der Bogenreihe aus und teilen diese Bewegung den übrigen Bogenfeldern mit. Die Spannweite des belasteten Bogens vergrößert sich; die der übrigen Bogen wird vermindert, da sich die Kämpferbewegungen von Feld zu Feld weiter übertragen, infolge der jedem Bogen eigenen Elastizität sich aber in ihrer Größe mit jedem Feld vermindern; sämtliche Pfeiler biegen sich, vom betrachteten Bogen aus gesehen, nach auswärts aus.

Während die Pfeiler in ihren Fundamenten und die äußersten Kämpfer der Brücke in ihren Widerlagern fest eingespannt sind, haben sämtliche übrigen Bogenkämpfer in den Pfeilerköpfen, die durch den festen Zusammenschluß zweier benachbarter Kämpfer mit dem zugehörigen Pfeiler gebildet sind, ein elastisch nachgiebiges Widerlager, dessen Beweglichkeit von der Elastizität der in festem Zusammenhange stehenden Bögen und Pfeiler abhängt. Wir können daher jeden einzelnen Bogen als einen elastisch eingespannten Bogen ansehen, dessen Einspannung in dem elastischen Verhalten der beiden, seine Widerlager bildenden Pfeilerköpfe bedingt ist. Die Untersuchung des einzelnen Bogens unter einem äußeren Kraftangriff kann nun für sich als elastisch eingespannter Bogen, gesondert vom übrigen System erfolgen, wenn in der Einspannung der beiden Bogenkämpfer der Einfluß der beiderseits anschließenden Teile der Bogenreihe zum Ausdruck kommt.

Diese Einspannung läßt sich vor der Untersuchung der äußeren Lasteinwirkung für alle Bögen der Bogenreihe durch eine Vorberechnung festlegen. Sie wird gekennzeichnet durch die Bewegungsmöglichkeit der Pfeilerköpfe, die durch die auftretenden Verdrehungen und die horizontalen Verschiebungen gegeben ist, während vertikale Verschiebungen nicht in Betracht zu ziehen sind, da bei guter Gründung lotrechte Bewegungen der Pfeiler nicht auftreten können. Die Größe der Einspannung eines Bogenkämpfers wird bestimmt durch den Einfluß, der auf den zugehörigen Pfeilerkopf angreifenden Einheit einer

Horizontalkraft und eines Momentes und ist in den Werten der auftretenden Bewegungen festgelegt. Da die Horizontalkraft wie auch das Moment horizontale Verschiebungen und Verdrehungen verursachen, so sind für die Bestimmung der Einspannung eines jeden Bogenkämpfers vier Größen erforderlich. Die horizontale Verschiebung Δ^h und die Verdrehung τ^h infolge $H = 1$, und die horizontale Verschiebung Δ^m und die Verdrehung τ^m infolge $M = 1$ am Pfeilerkopfe. Da aber nach dem Maxwellschen Satze die Verdrehung infolge $H = 1$ gleich der horizontalen Verschiebung infolge $M = 1$ ist,

$$\tau^h = \Delta^m = \delta \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad (1$$

so sind für die Bestimmung der Größe der Einspannung nur die drei Werte Δ, δ und τ nötig. Diese Bewegungen der Pfeilerköpfe unter der Lasteinheit sind nur von den Abmessungen der beiderseits des Bogens anschließenden Teile der Bogenreihe abhängig; die Einspannung eines jeden Bogens läßt sich daher für eine Bogenreihe ein für allemal festlegen.

Ist für einen Bogen einmal die Einspannung seiner Kämpfer ermittelt worden, so können wir uns diesen Bogen, zur Bestimmung der unter der äußeren Last auftretenden inneren Kräfte, unter Berücksichtigung seiner beiderseitigen Einspannung aus dem ganzen System herausgenommen denken und als elastisch eingespannten Bogen für sich allein untersuchen. Lassen wir dann auf die beiden Pfeilerköpfe, die die Widerlager dieses Bogens bilden, die für den Bogen erhaltenen Kämpferkräfte wirken, so kann aus deren Einfluß die Formänderung der an den betrachteten Bogen anschließenden Teile der Bogenreihe ermittelt werden.

Bevor wir uns jedoch mit der ganzen Bogenreihe als System befassen, soll die Theorie des elastisch eingespannten Bogens näher untersucht werden und für diese Ausführungen die Einspannung des Bogens in ihren Größen bekannt vorausgesetzt werden.

Die Bogenform wird, den praktischen Anforderungen entsprechend, symmetrisch angenommen. Die Einspannung der Kämpfer ist mit den nachstehenden Größen gegeben. Es bedeutet (Abb. 2):

Δ_a die E-fache Verschiebung des Pfeilerkopfes A infolge $H_a = 1$
δ_a „ „ „ „ „ „ „ $M_a = 1$
δ_a „ „ Verdrehung „ „ „ „ $H_a = 1$
τ_a „ „ „ „ „ „ „ $M_a = 1$

Δ_b, δ_b und τ_b die dem Pfeilerkopfe B zugehörigen entsprechenden Größen infolge $H_b = 1$ und $M_b = 1$, wenn M_a und M_b Momente, H_a und H_b Horizontalkräfte sind, die an den Pfeilerköpfen A und B angreifen.

Für die Durchführung der Untersuchungen wird der von Mörsch für die „Berechnung eingespannter Gewölbe“[1]) benützte Weg für die elastische Kämpferlagerung erweitert.

Wir schneiden den Bogen (Abb. 2) im Pfeilerkopfe A auf und sehen den in B elastisch gelagerten Kragträger AB als Hauptsystem an. Die im Kämpferquerschnitt A auftretenden inneren Kräfte ersetzen wir durch die statisch unbestimmten Größen H', V und M, die im Punkte O angreifen, der je mit dem Kämpfer A und dem Pfeilerkopfe A in starrer Verbindung gedacht ist. Den Punkt O selbst wählen wir als den Ursprung eines schiefwinkligen Koordinatensystems, dessen x-Achse in der Richtung der Kraft H' unter einem Winkel β gegen die Horizontale geneigt ist, dessen y-Achse in der Richtung der Kraft V lotrecht angenommen wird.

Die Ermittlung der statisch Unbekannten ergibt sich aus der Beziehung, daß die auf den Punkt O bezogenen Bewegungen des Kämpferquerschnittes A gleich sein müssen den Bewegungen des Pfeilerkopfes A in bezug auf diesen Punkt.

Sind H_a und H_b die horizontalen Kräfte, die auf die Pfeilerköpfe vom Bogen her wirken, M_a und M_b die auftretenden Kämpfermomente, M_x und N_x Moment und Normalkraft in einem beliebigen Punkt, t^0 die Wärmezunahme, so ergeben sich mit den Bezeichnungen von Abb. 2 und den gegebenen Einspannungsgrößen die nachstehenden Bestimmungsgleichungen, wobei eine Verschiebung von rechts nach links bzw. von oben nach unten und eine Verdrehung in entgegengesetztem Uhrzeigersinne als positiv angesehen werden.

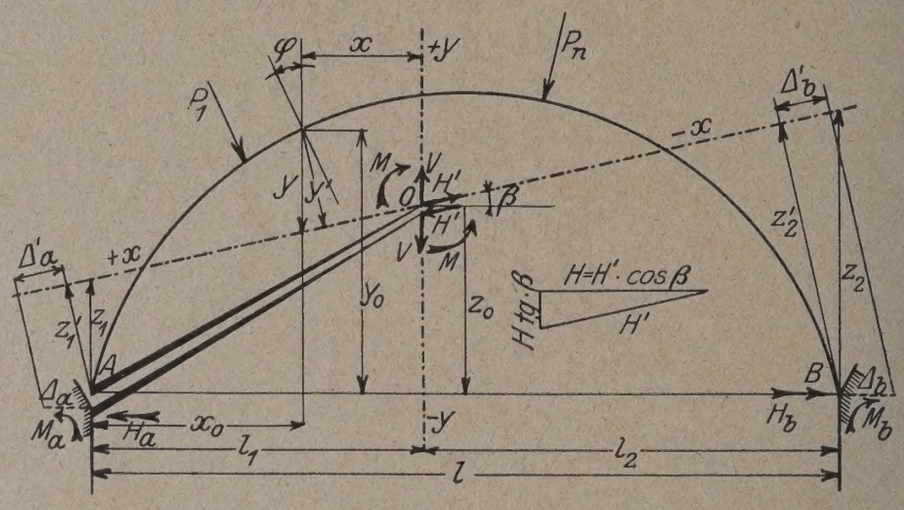


Abb. 2.

1. Verschiebung von O im Sinne der x-Achse:

$$(H_a \Delta_a' + M_a \delta_a') + (H_a \delta_a + M_a \tau_a) z_1'$$
$$= E\left(\int \frac{M_x}{EJ} ds\, y' - \int \frac{N_x}{EF} ds \cos(\varphi - \beta)\right) + E\alpha t l \cos\beta$$
$$- (H_b \Delta_b' + M_b \delta_b') - (H_b \delta_b + M_b \tau_b) z_2' \quad \ldots\ldots \quad (2$$

In dieser Gleichung bezeichnen Δ' und δ' die der x-Achse entpsrechenden Größen der tatsächlich auftretenden wagerechten Verschiebungen Δ und δ, also deren Projektion auf diese Achse:

$$\Delta' = \Delta \cos\beta; \qquad \delta' = \delta \cos\beta.$$

Die durch Temperaturänderung verursachte wagerechte Änderung der Stützweite muß auf die x-Achse bezogen, gleichfalls mit cos β reduziert werden.

2. Verschiebung von O im Sinne der y-Achse:

$$-(H_a \delta_a + M_a \tau_a) l_1$$
$$= E\left(\int \frac{M_x}{EJ} ds\, x - \int \frac{N_x}{EF} ds \sin\varphi\right) - (H_b \delta_b + M_b \tau_b) l_2 \quad (3$$

3. Drehung des Kämpferquerschnittes um O:

$$(H_a \delta_a + M_a \tau_a) = -E\int \frac{M_x}{EJ} ds - (H_b \delta_b + M_b \tau_b) \quad \ldots \quad (4$$

Ist infolge der äußeren Kräfte am Kragträger AB M_0 das Moment in einem beliebigen Punkt, M_{0b} das Einspannmoment im Kämpfer B, H_{0b} der auftretende Horizontalschub in B, so ist:

$$M_x = M_0 + M - H' y' - V x,$$
$$M_a = M + H' z_1' - V l_1, \qquad M_b = M_{0b} + M + H' z_2' + V l_2,$$
$$H_a = H = H' \cos\beta, \qquad H_b = H_{0b} + H' \cos\beta.$$

[1]) Schweiz. Bauzeitung 1906, Heft 7, 8 und Betonkalender 1908—16. Zum leichteren Verständnis obiger Ausführungen sei auf diesen Aufsatz hingewiesen.

Weiter bezeichnen wir $\frac{ds}{J}=dw$ und $\frac{ds}{F}=dv$ und setzen nach Mörsch angenähert:

$$N_x \cos(\varphi=\beta)=H'\cos\beta=H \text{ und } N_x \sin\varphi=0.$$

Führen wir diese Werte in die aufgestellten Gleichungen ein, ersetzen y' durch $y\cos\beta$, z_1' durch $z_1\cos\beta$, z_2' durch $z_2\cos\beta$ (vergl. Abb. 2) und ziehen die H', V und M zugehörigen Werte zusammen, so lauten die Gleichungen:

$$H'\cos^2\beta\left[\int y^2 dw+\sec\beta\int dv+(\Delta_a+\Delta_b)+2(\delta_a z_1+\delta_b z_2)+(\tau_a z_1^2+\tau_b z_2^2)\right]$$
$$+V\cos\beta\left[\int x\,y\,dw-l_1(\delta_a+\tau_a z_1)+l_2(\delta_b+\tau_b z_2)\right]$$
$$-M\cos\beta\left[\int y\,dw-(\delta_a+\delta_b)-(\tau_a z_1+\tau_b z_2)\right]$$
$$=\cos\beta\left[\int M_0 y\,dw+E\alpha t l-H_{0b}(\Delta_b+\delta_b z_2)-M_{0b}(\delta_b+\tau_b z_2)\right] \quad (2a$$

$$H'\cos\beta\left[\int x\,y\,dw-l_1(\delta_a+\tau_a z_1)+l_2(\delta_b+\tau_b z_2)\right]$$
$$+V\left[\int x^2 dw+l_1^2\tau_a+l_2^2\tau_b\right]-M\left[\int x\,dw+l_1\tau_a-l_2\tau_b\right]$$
$$=\int M_0 x\,dw-H_{0b}\delta_b l_2-M_{0b}\tau_b l_2 \quad \ldots\ldots (3a$$

$$H'\cos\beta\left[\int y\,dw-(\delta_a+\delta_b)-(\tau_a z_1+\tau_b z_2)\right]$$
$$+V\left[\int x\,dw+l_1\tau_a-l_2\tau_b\right]-M\left[\int dw+\tau_a+\tau_b\right]$$
$$=\int M_0\,dw+H_{0b}\delta_b+M_{0b}\tau_b \quad \ldots\ldots (4a$$

Wir wählen das durch O gelegte Koordinatensystem so, daß für dieses nachstehende Bestimmungsgleichungen erfüllt sind:

$$\int x\,dw+l_1\tau_a-l_2\tau_b=0 \quad \ldots\ldots (5$$

$$\int y\,dw-(\delta_a+\delta_b)-(\tau_a z_1+\tau_b z_2)=0 \quad \ldots\ldots (6$$

$$\int x\,y\,dw-l_1(\delta_a+\tau_a z_1)+l_2(\delta_b+\tau_b z_2)=0 \quad \ldots\ldots (7$$

Führt man diese Beziehungen in die oben aufgestellten Bedingungsgleichungen ein, so enthalten diese nur je eine Unbekannte, die sich durch folgende Formeln ausdrücken:

$$H=H'\cos\beta=\frac{\int M_0 y\,dw-H_{0b}(\Delta_b+\delta_b z_2)-M_{0b}(\delta_b+\tau_b z_2)+E\alpha t l}{\int y^2\,dw+\sec\beta\int dv+(\Delta_a+\Delta_b)+2(\delta_a z_1+\delta_b z_2)+(\tau_a z_1^2+\tau_b z_2^2)} \quad \ldots\ldots (8$$

$$V=\frac{\int M_0 x\,dw-H_{0b}\delta_b l_2-M_{0b}\tau_b l_2}{\int x^2\,dw+l_1^2\tau_a+l_2^2\tau_b} \quad \ldots\ldots (9$$

$$M=-\frac{\int M_0\,dw+H_{0b}\delta_b+M_{0b}\tau_b}{\int dw+\tau_a+\tau_b} \quad \ldots\ldots (10$$

Mit Hinblick darauf, daß der Winkel β gewöhnlich sehr klein ist, kann in (8) für $\sec\beta\int dv$ der Wert $\int dv$ mit großer Annäherung gesetzt werden.

Die Bestimmung der Lage des Koordinatensystems erfolgt aus den Bedingungen (5) bis (7). Mit den Bezeichnungen der Abb. 2 erhalten wir, wenn wir in die Ausdrücke die Werte $x=l_1-x_0$ und $y=y_0-z_0+x\,tg\,\beta$, ferner $z_1=z_0-l_1\,tg\,\beta$ und $z_2=z_0+l_2\,tg\,\beta$ einsetzen, nach kurzer Zwischenrechnung die Größen:

$$l_1=\frac{\int x_0\,dw+l\tau_b}{\int dw+\tau_a+\tau_b} \quad \ldots\ldots (11$$

$$z_0=\frac{\int y_0\,dw-(\delta_a+\delta_b)}{\int dw+\tau_a+\tau_b} \quad \ldots\ldots (12$$

$$tg\,\beta=-\frac{\int x\,y_0\,dw-l_1\delta_a+l_2\delta_b}{\int x^2\,dw+l_1^2\tau_a+l_2^2\tau_b} \quad \ldots\ldots (13$$

Eine Vereinfachung der Rechnung ist dadurch gegeben, daß die Nenner von (9) und (13) bzw. von (10), (11) und (12) gleich sind.

Die aufgestellten Ausdrücke sind für beliebig gerichteten Kraftangriff abgeleitet; bei lotrechten Lasten verschwinden alle Werte mit H_{0b}.

Die Formeln für H, V und M haben den gleichen Aufbau wie die für fest eingespannte Kämpfer bekannten Ausdrücke. Die Nenner geben die Bewegungen von O infolge $H'=1$, $V=1$ und $M=1$ im Sinne dieser Kraftangriffe, die Zähler sind die entsprechenden Verschiebungen und Verdrehungen von O in-

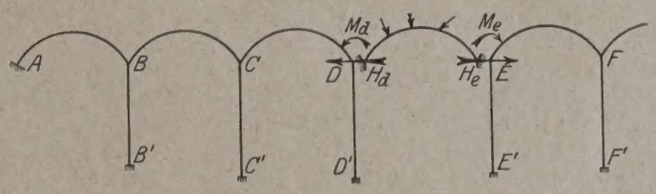


Abb. 3.

folge der äußeren Last. Bei einer vollständigen Einspannung der beiden Bogenkämpfer — die Einspanngrößen nehmen den Wert Null an — treten sie in ihrer ursprünglichen, bekannten Form wieder auf.

Mit der Ermittlung der statisch unbekannten Größen ist der Verlauf der inneren Kräfte im Bogen gegeben. Der weitere Rechnungsgang entspricht demjenigen bei fest eingespannten Kämpfern. Insbesondere gilt dies auch für die Ermittlung der Einflußlinien von H, V und M an Hand der Ausdrücke (8), (9) und (10), die ebenso als Momente bei einer wandernden Einzellast eingerechnet werden können, wie es in dem erwähnten Aufsatz von Mörsch gezeigt ist.

Wird nach Mörsch der Bogen nach der Stützlinie für Eigengewicht geformt, so kommt der Einfluß der Achsenverkürzung infolge der Normalkräfte für den symmetrischen Bogen in einer Zusatzgröße H_e zum Horizontalschub H_S durch Eigengewicht aus der Stützlinie zum Ausdruck, deren Größe sich nach einer der von Mörsch gezeigten entsprechenden Ableitung mit

$$H_e=-\frac{H_S\int dv}{N_H} \quad \ldots\ldots (14$$

ermittelt, wenn N_H der Nennerausdruck von (8) ist.

Wir gehen nun auf die Untersuchung der eigentlichen Bogenreihe zurück. Als grundlegende Vorberechnung ist, vor der Ermittlung des Einflusses der äußeren Kräfte, die Einspannung eines jeden Bogenkämpfers zu berechnen. Diese ist, wie eingangs ausgeführt wurde, abhängig vom elastischen Verhalten des Pfeilerkopfes, der das Widerlager

jenes Kämpfers bildet, dessen Einspannung zu suchen ist. Die Bewegungsmöglichkeit dieses Pfeilerkopfes ist bedingt von der elastischen Zusammendrückbarkeit des an diesen Pfeilerkopf direkt anschließenden Teiles der Bogenreihe, wenn wir uns den Bogen, dessen Einspannung gesucht wird, in dem entsprechenden Kämpfer von seinem Pfeilerkopfe losgelöst denken (Abb. 3). Die linke Einspannung eines Bogens ist daher nur abhängig von der Anzahl und den Abmessungen der sich links an den betrachteten Bogen anreihenden Bogenfeldern; die rechte Einspannung kann nur von dem rechts an den Bogen anschließenden Teil beeinflußt werden. Die Größe der Einspannung ist durch die horizontalen Verschie-

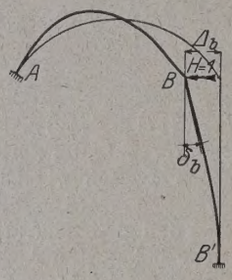


Abb. 4 a.

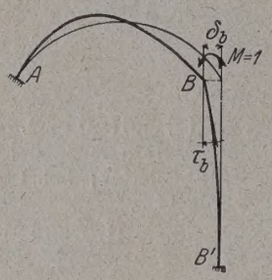


Abb. 4 b.

bungen und Verdrehungen dieses Pfeilerkopfes gegeben, wenn an diesem Pfeilerkopfe eine Horizontalkraft H = 1 und ein Moment M = 1 angreifen.

Der linke Kämpfer des ersten Bogens ist in seinem Widerlager voll eingespannt, seine Einspanngrößen sind daher mit dem Werte Null gegeben. Die linke Einspannung des zweiten Bogens ist abhängig von dem elastischen Verhalten des aus erstem Bogen und erstem Pfeiler gebildeten Bogenfeldes und rechnet sich in ihrer Größe als die horizontalen Verschiebungen und Verdrehungen des Pfeilerkopfes B, unter $H_b = 1$ und $M_b = 1$, die in B angreifen (Abb. 4). Die linke Einspannung des dritten Bogens ermittelt sich aus der Zusammendrückbarkeit des ersten und zweiten Bogenfeldes. Ihre Größe läßt sich aus den nur auf das zweite Bogenfeld bezogenen Bewegungen des Pfeilerkopfes C infolge $H_c = 1$ und $M_c = 1$ bestimmen, wenn wir für dieses Feld im Kämpfer B die aus der bereits berechneten Einspannung sich ergebende elastische Lagerung einsetzen, da in dieser Einspannung das elastische Verhalten des ersten Bogenfeldes bereits zum Ausdruck kommt (Abb. 5). Die linke Einspannung des vierten Bogens errechnet sich dementsprechend aus den relativen Bewegungen des Pfeilerkopfes D des in C in seiner Einspannung gelagerten Bogenfeldes CDD′ unter $M_d = 1$ und $H_d = 1$. In gleicher Weise von Feld zu Feld fortschreitend ermittelt sich die Einspannung der weiteren linken Kämpfer aus den relativen Bewegungen des zugehörigen Pfeilerkopfes des links vorhergehenden Bogens, wenn dieser in seiner vorher bestimmten linken Einspannung in die Rechnung eingeführt wird. Die rechte Einspannung der Bögen erhalten wir in entsprechender Art vom rechten Widerlager ausgehend, indem aus der rechten Einspannung eines Bogens die des links anschließenden Bogens erhalten werden kann.

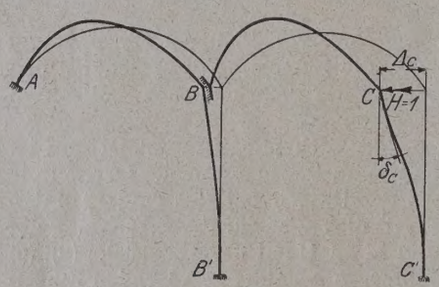


Abb. 5 a.

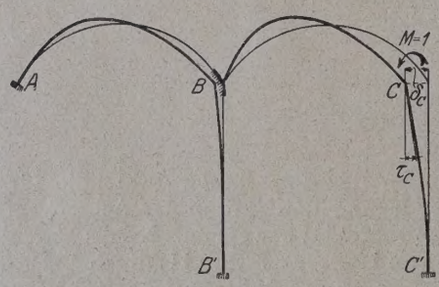


Abb. 5 b.

Die linke Einspannung des Bogens CD (Abb. 3) sei vom linken Widerlager her fortschreitend ermittelt worden. Es ist nun die linke Einspannung des Bogens DE zu bestimmen. Diese ist gegeben durch die Größe der horizontalen Verschiebungen und Verdrehungen des Pfeilerkopfes D als des linken Widerlagers des Bogens DE unter einer an ihm wirkenden Horizontalkraft H = 1 und einem Momente M = 1. Den Bogen CD des Bogenfeldes CDD′ können wir als einen elastisch eingespannten Bogen betrachten, dessen Widerlager C der Pfeilerkopf C des anschließenden Bogenfeldes BCC′ ist, dessen Kämpfer D im Kopfe des freistehenden Pfeilers DD′ eingespannt erscheint. Die Einspannung in C ist mit den Werten Δ_c, δ_c und τ_c als bekannt angenommen, die Einspanngrößen des Kämpfers D ermitteln sich als die horizontalen Verschiebungen und die Verdrehungen des Kopfes D des freistehenden, am Fuße fest eingespannten Pfeilers DD′ unter H = 1 und M = 1 in D (Abb. 6). Ihre Größe rechnet sich zu

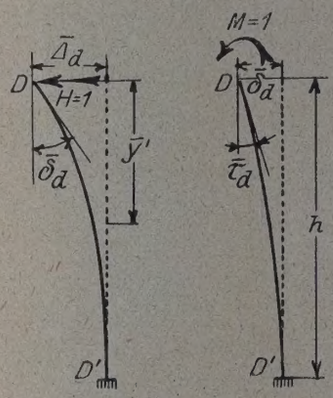


Abb. 6.

$$\overline{\Delta}_d = \int_0^h \overline{y}^2 \, d\overline{w}, \quad \overline{\delta}_d = \int_0^h \overline{y} \, d\overline{w}, \quad \overline{\tau}_d = \int_0^h d\overline{w} \quad \ldots \quad (15$$

wenn $d\overline{w} = \frac{ds}{J}$ mit den dem Pfeiler zugehörigen Werten bezeichnet ist. Den Bogen CD untersuchen wir nun nach der in früherem entwickelten Theorie für den Lastangriff einer Horizontalkraft bzw. eines Momentes in D und ermitteln die dem Punkte D zugehörigen horizontalen Verschiebungen und Verdrehungen unter diesen Lasten, mit deren Größe die gesuchte Einspannung des Kämpfers D des Bogens DE gegeben ist. Wir schneiden den Bogen in D auf (Abb. 7) und setzen in die Gleichungen (11) bis (13) bzw. (8) bis (10) die obigen Einspanngrößen entsprechend ein; damit ist für das Bogenfeld

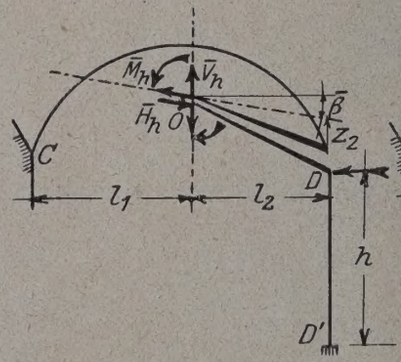


Abb. 7 a.

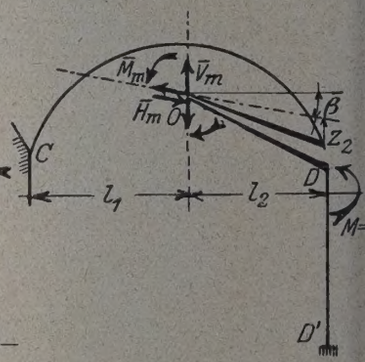


Abb. 7 b.

CDD′ das Koordinatensystem festgelegt und die Nenner der Ausdrücke für die statisch unbekannten Größen bestimmt. Der Lastangriff von H = 1 und M = 1 erfolgt am Kopfe des Pfeilers; dadurch werden die Momente im Kragarm des Bogens gleich Null, die in (8) bis (10) angegebenen Zähler verschwinden und sind durch die infolge der Bewegungen des Kopfes D des Pfeilers durch H = 1 und M = 1 verursachten Verschiebungen und Verdrehungen des Punktes O als die durch den äußeren Lasteinfluß verursachten Bewegungen von O zu ersetzen.

(Schluß folgt.)

LITERATURSCHAU.

Gesammelt und geordnet von Regierungsbauführer Dipl.-Ing. C. Lehmann, Dresden.

Baustoffkunde.

872. Verhalten von Beton in Ammonsalzlösungen. Von Dr. Richard Grün, Blankenese. Zement 1921, Heft 34, S. 425—26. Über die Notwendigkeit, Beton vor dem Zutritt von Ammoniumsalzen, hauptsächlich solcher mit starken Säuren, sorgfältig zu schützen. Ergebnisse von Versuchen.

873. Über das Verhalten von Zementen in Gipslösungen. Vortrag gehalten auf der 44. Generalversammlung des Vereins Deutscher Portland-Cement-Fabrikanten von Dr. Strebel, Hemmoor. Zement 1921, Heft 31—34, 11 Seiten, mit 9 Abb. Zusammenstellung von Versuchen mit verschiedenen Zementen und verschiedenen Mischungsverhältnissen.

874. Die Mahlfeinheit von Portlandzement und ihr Einfluß auf die Normendruckfestigkeit. Von Dr. Killig. Zement 1921, Heft 35 u. 36, S. 433—35, 446 bis 448, mit 2 Abb. u. 3 Tab. Ergebnisse eines Mahlversuches, dessen Zweck nur eine Orientierung sein soll, um gewisse Beziehungen zwischen den festgestellten Werten, Siebungs- und Festigkeitswerten, auffinden zu können.

875. Beitrag zur Feststellung der Garbrandtemperaturen von Portlandzement. Von Dr.-Ing. Loeser. Tonindustriezeitung 1921, Heft 93, Seite 841—43. Brennergebnisse von weißem Portlandzement im Leuchtgasversuchsofen.

876. Die amerikanische Zementkanone und ihr Anwendungsbereich. Von Ing. Prof. K. E. Hilgard, Zürich. Schweizer Bauztg. 1921, Heft 8 u. 9, S. 92—95, 101—104, mit 15 Abb. Einrichtung des „Tektors", Art der Verwendung des Materials, seine absolute Wasserdichtigkeit, praktische Erfolge.

877. Das Betonblaseverfahren. Nach einem am 7. 4. 1921, im Architekten- und Ingenieurverein, München, von der Torkret-Gesellschaft m. b. H., Berlin, gehaltenen Vortrag. Zement 1921, Heft 32, S. 399—402 mit 10 Abb.

878. Das Stahlbetonverfahren. Nach Prof. Dr.-Ing. A. Kleinlogel, Darmstadt. Baumarkt 1921, Heft 36, Seite 614—16. Das Verfahren gestattet, eine in beliebiger Stärke aufzubringende, zusammenhängende, einheitlich geschlossene, gegen mechanische Abnützung in hohem Grade widerstandsfähige und dabei staubfrei bleibende Metallhaut auf Beton zu erzeugen.

879. Der Wert von Beton-Dichtungs- und Schutzmitteln. Von Ri. Tiefbau 1921, Heft 73, S. 309 bis 310. Ergebnisse von erfolgreichen Versuchen: a) mit Zusätzen, die in Form einer Öl- oder Fettemulsion dem Wasser, mit dem der Mörtel oder Beton angemacht wird, zugemischt werden; b) mit Anstrichen: Teeranstriche oder Mineralsalzlösungen. Einfluß der Zusätze und Anstriche auf die Druckfestigkeit. Wasserabweisender Zement.

880. Betonfußböden in Nutzbauten. Von Landesbauinspektor a. D. Winkelmann, Wiesbaden. Die Bauwelt 1921, Heft 37, S. 529—30. Angaben über den „Herrmannschen Hartbeton", der die vier Hauptforderungen, die an Fußbödenbeläge gestellt werden, Dauerhaftigkeit, Unempfindlichkeit, Sauberkeit und Billigkeit, erfüllt. Ergebnisse von Versuchen.

881. Der Gußasphalt im Straßenbau. Von M. Drews, Kreisbaumeister. Industriebau 1921, Heft 8 (Beilage), Seite 67.

882. Warum kann Lehm den Ziegelbau nicht ersetzen? Von Architekt Karl Matthies. Tonindustriezeitung 1921, Heft 96, Seite 864—66. Ein Vergleich der Wertigkeit beider Baustoffe.

883. Zur Lage der Kalksandsteinindustrie. Von Chr. Cirkel (Rheine i. Westf.). Tonindustriezeitung 1921, Heft 100, Seite 905—907.

884. Aus der Steinholzindustrie. Vortrag gehalten auf der Generalversammlung des Verbandes deutscher Steinholzfabrikanten. Von Dr. Donath, Leipzig. Baumarkt 1921, Heft 33, Seite 529—530.

885. Holzschutzmittel und ihre Anwendung im Wasserbau. Von Th. Wolff, Friedenau. Die Wasserkraft 1921, Nr. 15, S. 187—196, 3 Abb. Imprägnierungsverfahren mit Metallsalzen und Teeröl, Grad und Dauer der Imprägnierung, Verwendung der Holzschutzmittel unter verschiedenen Bedingungen, besonders im Wasserbau.

Statik und Festigkeitslehre.

886. Fortschritte im Materialprüfungswesen (Januar bis Juni 1920). Nach einem Aufsatz von Dr.-Ing. M. Moser über die mechanische Prüfung der Werkstoffe auf der Kruppschen Gußstahlfabrik. Von A. Schob. Stahl u. Eisen 1921, Heft 31, 32, S. 1076—79, 1115—17, mit 12 Abb. Ergebnisse von zahlreichen Festigkeitsversuchen (mit Literaturangaben).

887. Beitrag zur Härteprüfung. Von Dipl.-Ing. F. Waizenegger, Konstanz. V. D. I. 1921, Heft 31, Seite 824—27, mit 5 Abb. Zur Kennzeichnung der Härte eines Stoffes mit Hilfe der Kugeldruckprobe wird die Größthärtezahl H_{max} eingeführt, die einen Vergleich verschiedener Stoffe unabhängig von der Belastung, dem Eindruck- und Kugeldurchmesser ermöglicht. Die Brauchbarkeit des Verfahrens wird durch Versuche nachgeprüft, deren Ergebnisse vorliegen.

888. Das Wesen des Härtungsvorganges (Fortschritte der Forschung in den letzten Jahren). Von H. Schottky. Stahl und Eisen 1921, Heft 32, Seite 1110—15, mit 10 Abb.

889. Dehnung von Eisen und Stahl. Magnetoelastizität, Kohäsion, Magnetismus, Elastizitätsgrenze, Lüders-Hartmannsche Linien, Gravitation, Erdmagnetismus. Von Prof. A. Vierendeel. Ann. des Travaux Publics de Belgique 1920, Heft 6, S. 847—887, 21 Abb.

890. Versuche über die Formänderung der Steine infolge Biegung mit Axialdruck. Von G. Maguel. Ann. des Trav. Publ. de Belg. 1921, S. 459—473, 9 Abb. Ableitung einer hyberbolischen Beziehung zwischen Kraft, Moment und Randspannung.

891. Kraftwirkungsfiguren in Flußeisen, dargestellt durch ein neues Ätzverfahren. Von Dr.-Ing. Ad. Fry in Essen. Stahl u. Eisen 1921, Heft 32, Seite 1093—97, mit 19 Abb. Das Ätzmittel besteht im wesentlichen aus einer stark salzsauren Lösung von Kupferchlorid. Das Verfahren ermöglicht es, im Flußeisen eigenartige, bisher nicht beobachtete, sogenannte Kraftwirkungsfiguren, sichtbar zu machen, die auf Rutscherscheinungen beruhen. In den durch die Ätzung aufgedeckten Erscheinungen sind die Ursachen der Blaubrüchigkeit zu suchen.

892. Rißbildung in Kesselblechen. Von Prof. Dr. B. Strauß und Dr.-Ing. A. Fry in Essen. Stahl u. Eisen 1921, Heft 33, S. 1133—37, mit 22 Abb. Über die Ursachen der Rißbildung und ihre Vermeidung.

893. Ursachen der Riffelbildung auf Straßenbahnschienen. Von P. Oberhoffer. Stahl u. Eisen 1921, Heft 33, S. 1137—41, mit 14 Abb. u. 1 Zahlentafel.

894. Riffelbildung durch Reibschwingungen. Von Oberingenieur A. Wichert, Mannheim. Stahl u. Eisen 1921, Heft 34, S. 1181—87, mit 4 Abb. Über das Wesen und Auftreten von Reibschwingungen, den Zusammenhang zwischen Reibschwingungen und Riffelbildung, Geschwindigkeitsgrenzen für Riffelbildung und die Möglichkeit der Vermeidung der Riffelbildung.

895. Über das Festigkeitsproblem querversteifter Hohlzylinder unter allseitig gleichmäßigem Außendruck. Von K. v. Sanden, Kiel (Theorie) und K. Günther, Danzig (Anwendungen). Werft u. Reederei 1921, Heft 17, S. 505—510, mit 6 Figuren. (Erster Teil der Arbeit in Heft 8 bis 10, Jg. 1920.) Versuche mit Druckkörpermodellen von U-Booten, praktische Beispiele. Die Theorie gibt die Mittel an die Hand, die Verbandteile eines Druckkörpers für gegebene Tauchtiefen richtig zu dimensionieren. Darüber hinaus sind Konstruktionsregeln gefunden, die das praktisch erreichbare kleinste Gewicht ermöglichen.

896. Bemessung rechteckiger Eisenbetonquerschnitte für Biegung mit Achsialkraft. Von Prof. Dr.-Ing. Mörsch, Stuttgart. Deutsche Bauzeitung, Mitteilungen über Zement, Beton- u. Eisenbetonbau 1921, Heft 13, Seite 101—04, mit 4 Abb.

897. Festigkeitsberechnung von Eisenbetondruckluftsenkkammern. Von Dr.-Ing. Joachim Schultze, Bornim. Beton u. Eisen 1921, Heft 14/15, S. 166—68, mit 6 Abb. Der Aufsatz bringt die Festlegung gewisser Grundsätze für die Voraussetzungen der Berechnung der Eisenbetonsenkkammer unter Wahrung der Grenzen der Wirtschaftlichkeit.

898. Statischer Charakter antisymmetrisch belasteter Tragwerke. Von Ing. E. Rosenzweig, Beamter der österr. Bundesbahnen, Wien. Österr. Monatsschrift für den öffentl. Baudienst und das Berg- u. Hüttenwesen 1921, Heft 9, S. 206—09, mit 17 Abb.

Vergl. auch Nr. **874.**

Brückenbau.

a) Allgemeines.

899. Glanzleistungen des städtischen Brückenbaues in Deutschland. Von Geh. Baurat M. Contag, Berlin-Friedenau. Die Bauwelt 1921, Heft 30, S. 409—413, mit 7 Abb. Hinweis auf die jüngsten Brückenbauten als technische und architektonische Meisterwerke. Baueinzelheiten über die Kölner Straßenbrücke, die Breslauer Kaiserbrücke, die Dresdner Friedrich-August-Brücke und andere bedeutende Brücken.

b) Hölzerne Brücken.

— — — —

c) Stein- und Betonbrücken.

— — — —

d) Eisenbetonbrücken.

900. Die weitgespanntesten Eisenbeton-Bogenbrücken der Welt. Von Dipl.-Ing. Otto Skall, Berlin. Tiefbau 1921, Heft 69, S. 293—295, mit 4 Abb.

e) Eiserne Brücken.

901. Die Geultalbrücke bei Aachen. Von Dr.-Ing. Gaber, ordl. Prof. an der Techn. Hochschule Karlsruhe. Verkehrstechnik 1921, Heft 25, S. 379—382, mit 3 Abb. Die 1107 m lange Brücke gehört zu den größten Bauten im Krieg und Frieden, Bauzeit 1 Jahr. Einzelheiten über den Bau.

Hochbaukonstruktionen und Zementwaren.

902. Wohnungsbauten in Gußbeton. Von Dr.-Ing. R Eisenlohr, Regierungsbaumeister in Karlsruhe. Beton u. Eisen 1921, Heft 12/13, S. 143—144, mit 3 Abb. Die Gußbauweise „Loesch" bietet außerordentliche Vorteile: Das gesamte Mauerwerk stellt einen einheitlichen Mauerkörper dar. Verkürzte Bauzeit durch Holzgußformen „Loesch". Der Gußbeton ist ein guter Temperaturschutz, feuerfest und billig.

Wasserbau.

Gewässerkunde und Wasserwirtschaft, Wasserrecht, Wasserbewegung.

903. Antoine Chézy, Geschichte einer Formel der Hydraulik. Von G. Mouret. Ann. des Ponts et Chaussées 1921, Heft 2, S. 165—269. Aufstellung und Ausbreitung der Geschwindigkeitsformel $v = c\sqrt{RJ}$, mit ausführlichen Literaturangaben und -auszügen.

904. Der Übergang der Wasserstraßen an das Reich. Von Ministerialrat Dr. Brose, Berlin. Zentralblatt der Bauverwaltung 1921, Heft 65, S. 404—407.

905. Abflußverhältnisse am Nußdorfer Absperrwerk, mitgeteilt vom Hydrographischen Zentralbüro im Bundesministerium für Handel und Gewerbe, Industrie und Bauten. Von Sektionschef Ing. R. Reich. Österreichische Monatsschrift f. d. öffentl. Baudienst und das Berg u. Hüttenwesen 1921, Heft 8, S. 177—180, mit 6 Abb.

Flußbau, Seebau, Hafenbau, Kanalbau, Schleusenbau.

906. Jahresbericht der Internationalen Rheinregulierungskommission für 1919 (26. Baujahr). Österreichische Monatsschrift f. d. öffentl. Baudienst und das Berg- und Hüttenwesen 1921, Heft 8, S. 183—184.

907. Kaimauer in Budapest. Von D. Demeter, hauptstädt. Ingenieur in Budapest. Beton u. Eisen 1921, Heft 14/15, S. 157—159, mit 10 Abb. Die Kaimauer besteht aus versenkten Eisenbetonkästen. Beschreibung des Baues, Herstellung, Transport und Versenkung der Kästen.

908. Die Schiffshebewerke des Canal du Centre. Von C. van Wetter. Ann. des Trav. Publ. de Belg. 1921, Heft 3, S. 445—457, mit 10 Abb.

909. Die Uferwerke aus Eisenbeton im Hafen von Nantes und in der Loiremündung. Von M. Kauffmann. Ann. des Ponts et Chaussées 1921, Heft 2, S. 131—164, mit 20 Abb. Ausführliche Beschreibung der zum Teil während des Krieges ausgeführten Bauten.

910. Seehafenbau Larache (Spanische Marokkozone). Tiefbau 1921,. Heft 70, S. 297—299, mit 3 Abb. Ausführung: Bauunternehmung Sager und Woerner.

Vgl. auch Nr. **885.**

Wehre, Talsperren, Wildbachverbauungen, Wasserkraftanlagen, Bewässerungen usw.

911. Das Walchenseekraftwerk. Von K. Ztg. d. Vereins Deutscher Eisenbahnverw. 1921, Heft 29 u. 30, S. 551—555, 567—569, mit 4 Abb. Das Kraftwerk, eine der gewaltigsten Wasserkraftanlagen der Erde in bezug auf technische Gestaltung und volkswirtschaftliche Bedeutung. Vorgeschichte und Ausführung des Kraftwerkes.

912. Der derzeitige Stand des Ausbaues der d.-ö. Wasserkräfte. Von Direktor Ing. Ludwig Kallir. Zeitschr. d. Österr. Ing.- u. Arch.-Vereins 1921, Heft 34—35, S. 219—220.

913. Das Projekt der großen Ennskraftwerke im „Gesäuse". Von Dr.-Ing. u. Dr. rer. pol. Karl Haller, Langenau/Ulm. Die Wasserkraft 1921, Heft 15, Seite 186—187, mit 1 Abb.

914. Die Sicherheitssprengstoffe im Dienste der Wasserwirtschaft. Die Wasserkraft 1921, Heft 15, S. 199—201 mit 4 Abb. Verwendung der S. bei offener Grabenanlage, zur Durchbrechung wasserundurchlässiger Schichten, bei Fluß- und Bachkorrektionen.

Erdbau, Tunnelbau und Bergbau.

915. Tunnelbauten in Buenos Aires. Von Dr.-Ing. F. Musil, Baurat in Wien. Organ für die Fortschritte des Eisenbahnwesens 1921, Heft 15, S. 149—151, mit 5 Abb. Bericht über den Bau eines eingleisigen und eines zweigleisigen Tunnels.

Straßenbau.

916. Befestigung der Gleisstreifen bei Straßenbahnen in Asphaltfahrstraßen. Von Dr.-Ing. Henneking, Stadtbaurat, Magdeburg. Zentralblatt der Bauverw. 1921, Heft 73, S. 451—453, mit 7 Abb. Verfasser weist auf die guten Erfahrungen hin, die man mit der Befestigung der Gleiszone zwischen den äußeren Schienen durch Kupferschlackensteine auf Kiesbettung bei der Neuherstellung der Kaiserstraße in Magdeburg gemacht hat. Dadurch weiches, elastisches und wenig geräuschvolles Fahren der Straßenbahnwagen im Vergleich zu der sonst üblichen Bettung im Asphalt und Beton.

Vgl. auch Nr. **881.**

Eisenbau und -betrieb.

917. Zur Hauptversammlung anläßlich des 75. Vereinsjahres. Herausgegeben vom Verein Deutscher Eisenbahnverwaltungen. Am 8. September 1921 waren 75 Jahre seit dem Tage verflossen, an dem in Deutschland die hohe Bedeutung eines Zusammenschlusses der Eisenbahnen zu gemeinsamer technischer und wirtschaftlicher Arbeit erkannt und dieser Gedanke durch Gründung des Vereins Deutscher Eisenbahnverwaltungen in Berlin am 11. November 1846 bestätigt worden ist. Der Verein hat zur Feier des bedeutungsvollen Tages eine Festschrift herausgegeben, die folgende Aufsätze aus der Tätigkeit des Vereins enthält: Sein Werden und Wirken (S. 4—10). Von A. Nether, Generalsekretär des Vereins. Entstehungsgeschichte und Verfassung. Tätigkeit des Vereins auf folgenden Gebieten: Personen- und Güterverkehr, Wagendienst, Abrechnungsdienst, Technik, sonstige Dienstbehelfe und Zeitungswesen. Ferner die gegenwärtig schwebenden Aufgaben: Satzungsausschuß, Personen- und Güterverkehrsausschuß, Wagenausschuß, Technischer und Preisausschuß. — Das Vereinswagenübereinkommen (S. 11—23). Von Ing. Enderes, Sektionschef im österreichischen Bundesministerium für Verkehrswesen. Entstehung und Entwicklung des alten Vereinswagenübereinkommens (V. W. Ü.). Beziehungen des V. W. Ü. zum vereinsfremden Verkehr. Das neue V. W. Ü., Vorschriften über den Ausgleich der Schuldbeträge für die gegenseitige Benutzung der Güterwagen. — Arbeiten auf technischem Gebiet (S. 24—29). Von Friedrich Kramer, Oberinspektor der Kgl. Ungarischen Staatseisenbahnen. Erfolgreiche Bestrebungen, einheitliche Grundzüge für den Bau und Betrieb der Eisenbahnen durchzuführen, so für die Spurweite, Tragfähigkeit der Schienen und Brücken, Spurerweiterung und Gleisüberhöhung, zweckmäßigste Anordnung des Schienenstoßes, Umgrenzungslinie des lichten Raumes, Abmessungen der Zug- und Stoßvorrichtungen sowie der Kupplungen usw. — Verkehrswesen (S. 30—36). Von Dr. Suchart, Regierungsrat im deutschen Reichsverkehrsministerium, Zweigstelle Bayern. Schaffung eines einheitlichen Vereinsbetriebsreglements, Ausgestaltung des Vereinsreiseverkehrs usw. — Elektrotechnik (S. 37—39). Von van Loenen-Martinet, Abteilungsvorstand der Generaldirektion der Holländischen Eisenbahngesellschaft. Leistungen auf elektrotechnischem Gebiet wie Zugbeleuchtung, durchgehende Klingelleitungen, Sicherheitsvorschriften usw. — Der Verein und die Fachwissenschaft. Von Dr.-Ing. Kemmann, Ge-

heimer Baurat in Berlin (S. 40—47). Schaffung und Erhaltung wertvoller wissenschaftlicher Grundlagen wie für die Verbreitung und Belebung des fachlichen Wissens und der fachlichen Forschungen zur Förderung des Eisenbahnwesens.

918. Die verkürzte doppelte Kreuzungsweiche. Von Regierungsbaumeister Dr.-Ing. Bäseler, Lichtenhain (Schwarzburg-Rudolstadt). Verkehrstechnische Woche 1921, Heft 33, S. 267—269, mit 6 Abb. Ermöglichung kurzer Weichenstraßen, daher Platzersparnis, Vermehrung der nutzbaren Gleislänge, Erhöhung der Übersicht.

919. Weichen mit gekrümmten Herzstücken. Von Regierungsbaumeister Vogel, Essen. Zentralblatt der Bauverwaltung 1921, Heft 71 u. 72, S. 440—443 u. 445—448, mit 35 Abb.

920. Gleisbogen mit stetig veränderlichem Halbmesser. Scheitelbogen. Von Dr.-Ing. A. Schreiber, Dresden. Organ für die Fortschrittae des Eisenbahnwesens 1921, Heft 16, S. 161—165, mit 6 Abb.

921. Das Eisenbahnnetz im München-Gladbacher Industriebezirk am linken Niederrhein und seine Entwicklung. Von Regierungs- und Baurat K. Mentzel, Halle a. S. Verkehrstechnik 1921, Heft 23, S. 347—351, mit 3 Abb.

922. Die Elektrisierung der österreichischen Bundesbahnen. Von Sektionschef Ing. Paul Dittes, Direktor des Elektrisierungsamtes der österreichischen Bundesbahnen. Zeitschr. d. Österr. Ing.- u. Arch.-Vereins 1921, Heft 34/35, S. 220—222. Stand der gegenwärtigen Bauarbeiten.

923. Die Eisenbahn Aachen—Visé—Tongern. Von Regierungs- und Baurat Weber, Coblenz. Ztg. d. Vereins Deutsch. Eisenbahnverwaltungen 1921, Heft 32, S. 599—602, Bau und Bedeutung der Linie. Ein deutsches Meisterwerk und das bedeutendste Bauwerk des Krieges zugleich.

924. Betrieb und Verkehr auf der Bagdadbahn nach dem Kriege. Bericht eines englischen Offiziers im „Engineer". Ztg. d. Ver. Deutsch. Eisenbahnverwaltungen 1921, Heft 31, S. 596.

925. Die wirtschaftlichen Eigenschaften der Großgüterwagen. Von Oberbaurat Lauer, Kattowitz. Organ für die Fortschritte des Eisenbahnwesens 1921, Heft 15/16, S. 145—148 u. 165—168, mit 1 Abb.

926. Betrieb und Technik. Von Oberbahnverwalter Reffler, München. Ztg. d. Vereins Deutsch. Eisenbahnverwaltungen 1921, Heft 31, S. 586—588. Erwiderung auf den gleichbetitelten Aufsatz von Oberregierungsbaurat Rosenfeld in Heft 21 der Zeitschrift über die Verwendung von Technikern und Nichttechnikern als Betriebsamtsvorstände.

927. Ausbildungseinrichtungen für Eisenbahnarbeiter und Beamte unter dem Gesichtspunkte der gegenwärtigen wirtschaftlichen Lage. Von Gewerbeschuldirektor Gotter, Dezernent für Unterrichts- und allgemeines Lehrlingswesen bei der Eisenbahndirektion Berlin. Ztg. d. Vereins Deutsch. Eisenbahnverwaltungen 1921, Heft 31, S. 583—586.

Vgl. auch Nr. **893, 894.**

Gründungsarbeiten usw.

— — — —

Eisenbetonbau usw.

(Eisenbetonbrücken siehe unter Brückenbau!)

928. Getreidespeicher. Von Geheimrat Prof. M. Buhle, Dresden. Der Industriebau 1921, Heft 6 u 7, S. 72—83, 96—101, mit 58 Abb. Die geschichtliche Entwicklung der Kornspeicher von den Fruchtgruben der ältesten Zeiten bis zu den riesigen Speicheranlagen der neuesten Zeit. Ihre wirtschaftliche Bedeutung als die Grundlage für den vornehmsten Teil einer rechtzeitigen und ausreichenden Volksernährung.

929. Eisenbetonmaste. Von H. Steigerwald, Kattowitz. Verkehrstechnik 1921, Nr. 24, S. 369—371, mit 5 Abb.

930. Durch mathematische Linien begrenzte Schiffsformen. Von Marineoberbaurat Goecke, Würzburg. Werft u. Reederei 1921, Heft 15/16, S. 449—452 u. 479—484, mit 27 Abb.

Eisenbau.

(Eisenbrücken siehe unter Brückenbau!)

— — — —

Holzbau.

931. Versuche über Bauholzverbindungen. Von Reg.- u. Baurat Dr. Schaechterle Stuttgart. Der Holzbau 1921, Heft 13—16, zahlreiche Abb. Ergebnisse von Druck- u. Zugversuchen im Materialprüfungsamt Stuttgart.

932. Wohnbauten aus Holz. Von Dr.-Ing. A. Wedemeyer. Süddeutsche Bauzeitung 1921, Heft 33, S. 33—36, mit 8 Abb. Hinweis auf die Vorteile der Holzbauten, Wärmeschutz, Billigkeit, künstlerische Verwertung usw.

933. Die Holzhauslieferungen nach Frankreich. Von Willner, Syndikus des Holzbau-Industriellen-Verbandes. Der Holzbau 1921, Heft 17, S. 65—67, mit mehreren Abbildungen.

Städtebau und städtischer Tiefbau.

Vgl. auch Nr. **880, 899, 902.**

Kunst im Ingenieurwesen. — Wirtschaftliches. — Personalnachrichten. — Vereinsnachrichten. — Standesvertretung. — Sonstiges.

934. Die Kostenberechnung im Ingenieurbau. Von Dr.-Ing. Hugo Ritter, Kilchberg b. Zürich. Schweizer Bauztg. 1921, Heft 10 u. 11, S. 116—119 u. 131—133.

935. Vom Wiederaufbau der deutschen Handelsflotte. Von Regierungsrat Moritz Hellwig, Erfurt. Ztg. d. Ver. Deutsch. Eisenbahnverwaltungen 1921, Heft 33, S. 615—618. Übersicht über die Vor- und Nachkriegstonnage der bedeutendsten Länder. Die bisherigen Erfolge im Wiederaufbau der deutschen Handelsflotte.

936. Die Brücke als Kunstwerk. Von Dr.-Ing. Robert Hauer, Charlottenburg. Der städtische Tiefbau 1921, Heft 15, S. 117—121, mit 7 Abb. Einblick in das Werk des Architekten Paul Zucker „Die Brücke", Typologie und Geschichte ihrer künstlerischen Gestaltung.

937. Die neuen deutsch-französischen Grenzbahnhöfe am Oberrhein. Von Prof. Dr. A. Kuntzemüller. Ztg. d. Ver. Deutsch. Eisenbahnverwaltungen 1921, Heft 33, S. 622—623. Die Bedeutung der rechtsrheinischen Lage der Grenzbahnhöfe im allgemeinen und im besonderen.

938. Die italienischen Eisenbahnen im Kriege. Von Wk. Ztg. d. Ver. Deutsch. Eisenbahnverwaltungen 1921, Heft 32, S. 603—605.

939. Die Radiogroßstation Eilvese. Von Ingenieur Felix Linke, Stadtrat, Berlin. V. D. I. 1921, Heft 34, S. 887—891, mit 11 Abb. Angaben über die technischen Einrichtungen der Anlage. Vergleich mit Nauen.

Vgl. auch Nr. **904, 928, 933.**

Berichtigung.

In Heft 18 ist ebenfalls Bearbeiter der Literaturschau Rgbfr. Dipl.-Ing. C. Lehmann.

KURZE TECHNISCHE BERICHTE USW.

Die Eigenschaften des Lehms.

Rankine hat bei seiner Formel für den Erddruck eine körnige, zusammenhanglose Masse vorausgesetzt, welche Bedingung bei Sand nahezu erfüllt ist. In solchen Fällen zeigt sich eine gute Übereinstimmung zwischen Theorie und Erfahrung, Lehm jedoch hat so stark abweichende Eigenschaften, daß hier die Theorie Rankines versagt. Bei niedrigen Stützmauern mit Lehmhinterfüllung z. B. verlangt sie größere Stärke als notwendig, während sie bei hohen Mauern zu geringe Stärken ergibt. Eine Veröffentlichung in den Fortschrittsheften der Vereinigung der englischen Zivilingenieure aus dem Jahre 1915 enthält neuere Untersuchungen theoretischer und experimenteller Art über diese Frage. Bei körnigem Material ist der Widerstand gegen Gleiten in einer Ebene eine Frage der Reibung und deshalb proportional dem Druck senkrecht zu dieser Ebene. Lehm dagegen hat einen bestimmten Zusammenhalt, so daß hier der Widerstand gegen das Abgleiten dargestellt werden kann durch die Formel:

$$q = k + p \operatorname{tg} \alpha,$$

worin bedeuten: k eine Konstante, p den senkrechten Druck in der

Ebene und α einen Winkel, der in gewisser Beziehung Rankines Winkel der Ruhelage entspricht. Für k und α sind folgende Zahlenwerte gefunden worden:

	k kg/qcm	α in Graden
Sehr weicher (dickflüssiger) Lehm	0,22	0
Weicher Lehm	0,33	3
Mäßig fester Lehm	0,055	5
Fester Lehm	0,077	7
Steinharter Lehm	1,76	16

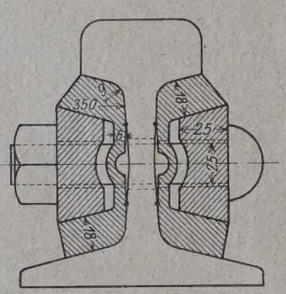
Auch durch Untersuchungen von anderer Seite scheint erwiesen, daß Lehm nicht als teigige, formwandelnde, sondern vorwiegend als elastische feste Masse angesehen werden muß. Den Unterschied zwischen beiden hat schon Maxwell durch ein Beispiel belegt, der beobachtete, daß eine Talgkerze, die an beiden Enden unterstützt wird, auch den Sommer über gerade bleibt, während eine Stange Siegellack in gleicher Weise gelagert, sich unter Eigengewicht durchbiegen würde. So ist auch beobachtet worden, daß die Siegel an den Mumiensärgen in Ägypten im Laufe der Jahrhunderte von selbst abgelaufen sind, was beweist, daß Siegellack eine mit der Zeit formwandelnde Masse ist, auch bei sehr kleinen Kräften, während ein elastisches Material nur zum Fließen gebracht wird, wenn die angreifenden Kräfte ein bestimmtes Maß übersteigen. Unter gewissen Bedingungen kann der eine Zustand in den anderen übergehen. So ist z. B. Nickelstahl als elastischer Stoff bekannt. Unter dem Einfluß von Temperatur und Hitze im Innern der Erde aber — der Erdkern besteht wahrscheinlich aus Nickelstahl — bekommt er eine Art Schwerflüssigkeit und wird bei Einwirkung von Druckkräften in seiner Form nachgeben.

Ferner ist durch Experimente nachgewiesen, daß unter genügend hohem Druck Lehm praktisch genommen vollkommen elastisch wird. Es zeigte sich z. B., daß ein Stempel, der auf Lehm aus London aufgesetzt und stufenweise belastet wurde, von einer bestimmten Lastgröße an dauernd weiter einsank, ohne daß die Last vermehrt wurde. Diese Grenzbelastung oder „Fließgrenze" wechselte mit dem Feuchtigkeitsgehalt und betrug 0,6 kg/qcm bei 29 vH Feuchtigkeit und 0,1 kg/qcm bei 38 vH. Mit weniger Wassergehalt stieg diese Fließgrenze sehr schnell. Gl.

Neue amerikanische Stoßdeckung.

(Nach Revue Générale des Chemins de Fer 1921, Nr. 7, S. 65.)

Ende vorigen Jahres sind für Frankreich durch Ministerialerlaß neue Breitfuß-Schienenprofile von 20, 26, 36, 46 und 54 kg/m Gewicht und die zugehörigen Taschenformen festgesetzt werden. (Vgl. Bauingenieur 1921, Heft 9.) Bei diesen Laschen ist man zu der alten Form der Flachlaschen zurückgekehrt. Es ist auffallend, daß in Amerika gleiche Bestrebungen hervortreten. Auf den Linien der Boston- und Albany-Bahngesellschaft in den Vereinigten Staaten wird seit nahezu 3 Jahren eine Stoßdeckung ausgeprobt, wie sie in beistehender Skizze dargestellt ist. Innen- und Außenlasche sind gleich und bestehen aus 2 Teilen: einem U-förmigen Unterstück mit sehr dünnem, federndem Steg und sehr massigen Flanschen, die sich an die Schiene anlegen, und einem kräftigen, keilförmigen Oberstück, das diese Flanschen auseinander drücken und an die Schrägflächen von Schienenkopf und -fuß pressen soll. Die Bolzenverbindung zeigt nichts Neues.



Der neuen Anordnung wird eine geringe Abnutzung in den Tragflächen nachgerühmt, da der Keil das Schlagen der Schienenenden verhindere, man rechnet sogar mit einer gewissen Haftung der starken Schenkel des U-förmigen Teiles am Schienensteg.

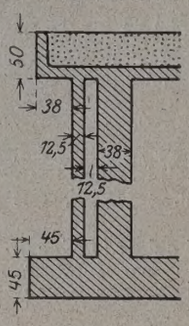
Neun andere Bahnen in den Vereinigten Staaten machen auf ihren Linien gleichfalls Versuche mit diesem Stoße. Gl.

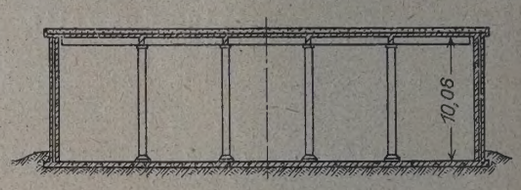
Bau von Eisenbetonbehältern mittels beweglicher Schalungen und Rüstungen.

(Nach Génie Civil vom 21. Mai 1921, S. 441—42.)

Diese in Amerika mehrfach, auch beim Bau von Eisenbeton-Petroleumschiffen, angewandte Ausführungsweise wird an dem Beispiel zweier Petroleumbehälter (beim Aransaspaß, Texas) von je 83 000 hl Inhalt und zylindrischer Gestalt (Durchmesser etwa 36,3 m, Höhe etwa 10,0 m) erläutert.

Wegen des hohen Grundwasserstandes infolge der Lage unmittelbar an der Meeresküste mußten die Behälter ganz flach auf Pfahlrost gegründet werden, während man sie sonst gern ganz in die Erde versenkt. Um auch bei dieser dem ungünstigsten Klima ausgesetzten Lage ein Dichtbleiben der Behälterwände zu gewährleisten, wurden sie doppelt mit 12,5 cm Luftzwischenraum ausgebildet (vgl. Abb. 1—3).





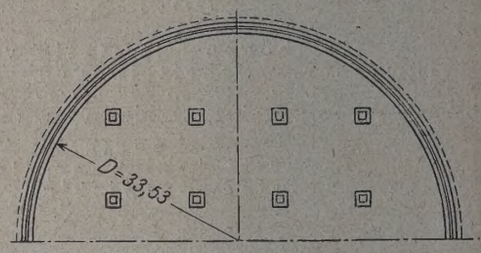


Abb. 1—3.

Das flache Dach stützt sich auf 16 vierseitige Eisenbetonsäulen von 0,6 m Stärke; zur Milderung des Einflusses der Sonnenbestrahlung ist es mit einer 0,3 m starken Sandschicht bedeckt.

Die Betonierung der Behälterwände mit beweglichen Rüstungen veranschaulicht Abb. 4: Die beiden Schalungen a und b von etwa 1,2 m Höhe sind an Stützen c und d, diese mit Querbalken g und Schraubenspindeln h an senkrecht und ziemlich dicht stehenden Eisenstangen f befestigt, die gleichzeitig die Bewehrung der Eisenbetonwände bilden. Eine Arbeitsbühne e ist in einfachster Weise mit dem Schalungsgerüst verbunden.

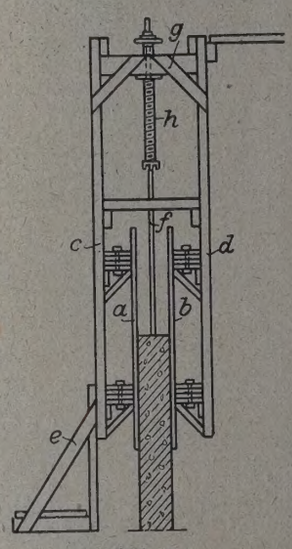


Abb. 4.

Der Beton wurde mit Trichtern und Schüttrinnen zugeführt, die Seientwände wurden in ununterbrochenem Tag- und Nachtbetrieb hergestellt. Um den Beton nicht zu fest an den Schalungen haften zu lassen, wurden diese in möglichst kurzen Absätzen entsprechend dem Arbeitsfortschritt hochgezogen. Die Stöße der Eisenständer sind mittels Überfangmuffen und zwar versetzt ausgeführt; wegen der dichten Stellung der Eisen konnten beim Einsetzen der Muffen vorübergehend die Nachbarständer das Gerüst allein tragen, ohne daß besondere Stützungen nötig wurden.

Bald nach der Fertigstellung waren die beiden Behälter einem heftigen Orkan ausgesetzt, der die benachbarten Werkplätze für Betonschiffbauten zerstörte und selbst einen Eisenbehälter stark beschädigte, aber den Eisenbetonbehältern nichts geschadet hat, obwohl die Sohlen der Behälter stark unterhöhlt wurden. R. Fischer.

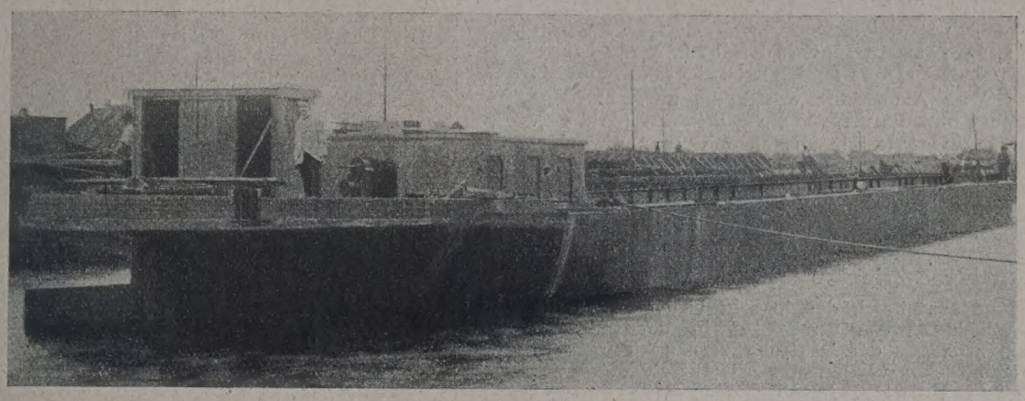
Messung der Abflußmenge des Nils.

(Nach Engineering v. 22. 4. 21.)

Nach Fertigstellung des Staudammes von Assuan im Jahre 1902 ist von 1903 bis 1905 versucht worden, Messungen über die Abflußmenge des Nils mit Hilfe der Durchlässe an diesem Damm zu machen. Die Ergebnisse zeigten jedoch keinerlei Übereinstimmung mit den Beobachtungen aus früherer Zeit und scheinen zu keinem rechten Ergebnis geführt zu haben, wahrscheinlich, weil der Stromquerschnitt auf der Meßstrecke stromabwärts zu starken Wandlungen durch die Strömung unterworfen ist. Jm Jahre 1905 ist nun am Fuße des Stauwehres zum Schutze der Gründungssohle ein Sturzbecken, ein Behälter von 22 000 cbm Fassung erbaut worden. Diese Gelegenheit hat man benutzt, um die Abflußmenge durch eine Durchflußöffnung zu messen und daraus die Abflußkoeffizienten zu ermitteln, und sie größer gefunden, als erwartet worden war. Die Durchlässe in Assuan sind glockenförmig. Eine der Öffnungen ist rechteckig umgebaut worden, um Vergleichswerte über die Abflußkoeffizienten bei beiden Formen zu gewinnen, und jede Zwischenform beurteilen zu können. Die Genauigkeit der Messung des gesamten Sommerwassers (Januar—Juli) wird auf ± 1% geschätzt. Die Abflußkurven von 1901, 1902 und dem Mittel von 1910 bis 1919 sind ziemlich gleich geformt und zeigen nur 2% Abweichungen, was 1500 cbm/Sek. entspricht. (Das ergäbe also eine gesamte sekundliche Abflußmenge beim Sommerwasser von 75 000 cbm.) Das Unterwasser schwankt beträchtlich auch bei gleichen Durchflußmengen am Staudamm, was seinen Grund in Bettveränderungen haben muß. Gleiche Erscheinungen treten übrigens auch am Blauen und Weißen Nil auf. Bei einer vergleichsweise mit Strömungsgeschwindigkeitsmessern ermittelten Abflußmenge wurden, solange es sich um mäßige Fließgeschwindigkeiten handelte, nur kleine Abweichungen (bis 5%) gegenüber dem obigen Meßverfahren gefunden. Gl.

Eisenbetonschiff von 823 t Tragfähigkeit.

Am 3. August wurde auf der Mindener Eisenbeton-Werft A.-G. Minden, das erste, nach einer neuen durch Patente geschützten Bauweise dieser Werft erbaute Eisenbetonschiff glücklich seinem Element übergeben. Das Schiff, 67 m lang, 8,7 m breit und 2,25 m hoch ist das größte bisher in Eisenbeton erbaute Binnenschiff. Es ist bestimmt für das Staatl. Schleppamt Hannover und nicht, wie bisher üblich, in Holzschalung an Land gegossen, sondern in einem Schwimmdock in Spritzbeton hergestellt. Durch Absenken des Docks auf den Grund des Mindener Industriehafens wurde das Schiff entschalt und nach Öffnen einer Querwand ausgefahren. Dadurch wird der bei Betonschiffen besonders unangenehme Stapellauf erspart, und das Baudock anch dem Auspumpen sofort für den nächsten Bau verfügbar. Durch das übertage arbeitende Spritzverfahren und die genaueste Berechnung der ganzen Konstruktion ist der Hauptfehler der Betonschiffe, das große Gewicht, fast ganz beseitigt. Der Tiefgang des Schiffes beträgt mit voller Ausrüstung nur 57 cm. Dieses ist der geringste Tiefgang, der bisher bei einem Betonschiff von dieser Größe erreicht wurde und auch dieser wird bei dem jetzt im Bau befindlichen gleichen Schiffe für die Mindener Schleppschiffahrt-Gesellschaft durch eine Änderung der Konstruktion und Raumeinteilung noch um 4 cm verringert werden, sodaß damit der Tiefgang normaler Eisenschiffe so gut wie erreicht und die technische Ebenbürtigkeit und wirtschaftliche Wettbewerbsfähigkeit des Betonschiffes auch für die Flußschiffahrt erwiesen werden kann. Das Schiff wurde nach den glücklich verlaufenen Probefahrten von der Wasserbaubehörde abgenommen und hat dabei die Zufriedenheit und Anerkennung aller Sachverständigen gefunden.



Berichtigung.

Zu dem kurzen technischen Bericht: Talsperren im Hochgebirge in Nr. 15 des Bauingenieur, Seite 423 werde ich darauf aufmerksam gemacht, daß das Tal Combamala nicht in Frankreich, sondern im Piemontesischen (Italien) liegt, und zwar ist es in der Nähe des Ortes Dronero am Flusse Maira, einem oberen Quellflusse des Po gelegen, etwa halbwegs der Luftlinie Turin—Nizza und 35 km von der französischen Grenze entfernt. Gl.

WIRTSCHAFTLICHE MITTEILUNGEN.

Die Verbilligung des Bauens in den Vereinigten Staaten Nordamerikas.

Trotz der schweren wirtschaftlichen Krise — es gibt z. Zt. sechs Millionen Arbeitslose, davon allein eine halbe Million in New York — scheint in den Vereinigten Staaten das Bauen billiger zu werden.

In der Zeitschrift Engineering News-Record vom 7. und 21. Juli 1921 sind einige bemerkenswerte Angaben über die Arbeiterlöhne und die Materialpreise enthalten. Beispielsweise ist in der östlichsten Stadt New York der Stundenlohn eines Maurers 1,25 $, eines Zimmermanns 1,00 $, eines Maschinisten 1,25 $, eines Montagearbeiters 1,12 $ und eines gewöhnlichen Arbeiters 0,75 $.

Dieselben Preise gelten auch in den ganz westlichen Staaten mit dem Unterschiede, daß der gewöhnliche Arbeiter dort einen Stundenlohn von 0,81 $ bekommt.

Die Änderung der Materialpreise und Arbeitslöhne seit dem Jahre 1913 ist aus nachstehender Zusammenstellung zu entnehmen:

	Eisenkonstruktionen ab Pittsburgh	Zement pro Faß netto ab Chicago	Holz ab New York	Gewöhnlicher Arbeiter durchschnittlich von 20 Städten im ganzen Lande
	Dollar	Dollar	Dollar	Dollar
1913	1,50	1,19	28,50	0,19
1914	1,15	1,14	29,00	0,20
1915	1,30	1,16	28,00	0,21
1916	2,55	1,44	31,50	0,23
1917	3,67	1,77	37,75	0,32
1918	3,00	1,97	43,25	0,45
1919	2,55	2,01	50,00	0,51
1920	2,95	2,09	67,50	0,56
1921 (6 Mon.)	2,25	2,09	57,00	0,57
Juli 1920	3,10	2,15	65,00	0,70
Juli 1921	2,00	2,17	48,00	0,51 1/2

Wir ersehen aus diesen Zahlen, daß der Höchststand im Juli 1920 erreicht war, und daß seit dieser Zeit einzelne Materialpreise und Arbeitslöhne nicht unbeträchtlich sinken.

Ein übersichtliches Bild von der Entwicklung der Baukosten geben die sogenannten Indexzahlen, die von der Zeitschrift Eng. New. Record unter Beihilfe erfahrener Fachmänner aufgestellt wurden. Diese Zahlen, die auf das Jahr 1913 aufgebaut sind, ergaben sich für den Zeitabschnitt bis Mitte 1921 wie folgt:

1913	99,74
1914	92,99
1915	98,26
1916	137,29
1917	189,02
1918	202,77
1919	207,81
1920	238,79
1921 (7 Mon.)	214,39
Juli 1921	194,82

Das Maximum war auch hier im Jahre 1920 erreicht.

Die Aufstellung der Indexzahlen erfolgt in der Weise, daß die Baumaterialien gewählt wurden, die, wie Zement, Eisenkonstruktionen usw., von örtlichen Verhältnissen unabhängig sind. Von diesen wurde die Gesamtproduktion eines Jahres jeweils mit den entsprechenden Einheitspreisen eingesetzt. Eine besondere Abgrenzung der Jahresproduktion, die zum Bauen und sonst notwendig ist, war wohl bei Zement möglich, nicht aber bei Eisenkonstruktionen und bei Holz. In der Annahme, daß der Gesamtertrag auch die Baukosten beeinflußt, wurde von einer Abgrenzung abgesehen. Der Arbeitslohn wurde derart berücksichtigt, daß rund 4 Millionen Arbeiter (nach der Volkszählung im Jahre 1910) bei 8-stündiger Arbeitszeit mit dem jeweiligen Durchschnittslohn in Rechnung gesetzt wurden. Die Materialpreise wurden auf die Zentren der betreffenden Industrien bezogen.

Nimmt man 1913 nach der vorstehenden Zusammenstellung als Basis von rund 100 an, so ergeben sich die obenst henden Indexzahlen, die eine interessante Darstellung der Entwicklung der Baukosten liefern.

Diese von der Zeitschrift Engineering News-Record nunmehr allmonatlich zu bearbeitenden Zahlen werden in dieser Zeitschrift abgedruckt werden

Es wäre zu wünschen, daß unsere bauwirtschaftlichen Organisationen ähnliches statistisches Material sammelten. E. P.

Neuerungen von ausländischen Patentgesetzen.

Mitgeteilt von Patentanwalt Dr. Oskar Arendt, Beratender Ingenieur und Chemiker. Berlin W 50, Kurfürstendamm 227.

Das neue bulgarische Patentgesetz, welches eine Schutzdauer von 15 Jahren vorsieht, ist am 1. August in Kraft getreten. Patente auf Arznei- und Nahrungsmittel werden nicht erteilt. Die amtliche Anmeldegebühr beträgt 60 Goldlewa. Die 2. Jahresgebühr beträgt 120 Goldlewa, die dritte 180 und so fortschreitend um je 60 Lewa pro Jahr. An Unterlagen sind erforderlich:

a) eine durch den Notar im Wohnort beglaubigte und schließlich durch die bulgarische Gesandtschaft in Berlin bestätigte Vollmacht,

b) eine genaue Beschreibung der Erfindung und deren Gebrauch unter kurzer Aufzählung der Hauptelemente der Erfindung

c) Zeichnungen, Figuren, Muster oder Modelle, welche zum Verständnis der Beschreibung etwa nötig sind,

d) Angabe der einschlägigen Literatur, soweit darin die Erfindung besprochen worden ist, und

e) ein Zeugnis, mit dem bestätigt wird, daß die Erfindung anderwärts schon geschützt ist, wenn dies der Fall ist.

Der allgemeine Aufbau des bulgarischen Patentgesetzes entspricht dem des deutschen.

Das neue Patentgesetz in Holland sieht folgende hauptsächliche Neuerungen vor, deren Inkrafttreten noch nicht bestimmt ist:

1. Bei Trennung einer Anmeldung erhält die ausgeschiedene das ursprüngliche Datum und die ursprüngliche Priorität (Art. 9 a).

2. Inanspruchnahme der Priorität aus einer Gebrauchsmusteranmeldung ist zulässig (Art. 7 a.).

3. Bei Erteilung eines Zusatzpatentes ist eine Taxe von 60 Fl. zu zahlen.

4. Die Anmeldungsgebühr wird erhöht auf einen näher zu bestimmenden Betrag, jedoch unter 100 Fl.

5. Bei der Anmeldung müssen die bereits auf denselben Gegenstand geschehenen ausländischen Anmeldungen genannt werden. Das holländische Patentamt kann über die dort bei Vorprüfung erhobenen Bedenken Auskunft einziehen; auch muß der Anmelder, wenn dazu aufgefordert, diese Auskunft erteilen.

6. Die Entscheidung der Abteilung wird verlegt nach vor der Bekanntmachung; wenn keine Einsprüche eingehen, gilt das Patent nach Ablauf der Bekanntmachungsfrist ohne weiteres afs erteilt.

7. Die Bekanntmachung kann mittels Zahlung einer Gebühr von 25 Fl. um 3 Monate hinausgeschoben werden.

8. Die Bekanntmachungsfrist wird von 6 auf 4 Monate verkürzt.

9. Sämtliche Jahrestaxen werden um je 10 Fl. erhöht.

GERICHTLICHE ENTSCHEIDUNGEN.

Schiedsgerichtswesen.

Von der Erwägung ausgehend, daß in sehr vielen Fällen die außergerichtliche Entscheidung von Streitfällen in der Industrie unleugbare Vorzüge besitzt, hat der Deutsche Verband Technisch-Wissenschaftlicher Vereine schon vor längerer Zeit unter dem Vorsitz von Herrn Geheimrat Taaks den Deutschen Ausschuß für das Schiedsgerichtswesen ins Leben gerufen, dessen Arbeiten mit der Schaffung einer Satzung und einer Schiedsgerichtsordnung im April 1920 einen vorläufigen Abschluß gefunden haben. Um die schnelle und sachgemäße Durchführung von Schiedsgerichten zu gewährleisten, mußte alsdann die Auswahl von geeigneten Schiedsrichtern listenmäßig vorbereitet werden. Der Ausschuß hat deshalb die beteiligten Vereine und Verbände gebeten, ihrerseits solche Listen aufzustellen, um aus diesen vorkommendenfalls diejenigen Persönlichkeiten auswählen zu können, die in vorzüglicher Weise für das Schiedsrichteramt im allgemeinen und für bestimmte Fälle im besonderen befähigt erscheinen. Es ist zu erwarten, daß auf diese Weise dem Ausschuß jederzeit praktisch erfahrene und genügend rechts- und sachkundige Schiedsrichter zur Verfügung stehen werden.

Auch die Gebührenfrage ist dahin geregelt worden, daß die Gebührenordnung der Architekten und Ingenieure bei Festsetzung der Gebühren in der Regel als Anhalt dienen soll. Im übrigen ist die Vergütung an die Schiedsrichter nach der auf das schiedsrichterliche Verfahren verwendeten Arbeit, nach der Stellung und dem Ansehen des Schiedsrichters in seinem Fach, nach der wirtschaftlichen Bedeutung des vorliegenden Rechtsstreites u. dgl. mehr zu bemessen und kann daher jeweils besonderen Vereinbarungen unterliegen.

Der Deutsche Ausschuß für das Schiedsgerichtswesen beim Deutschen Verband Technisch-Wissenschaftlicher Vereine hat somit die Einrichtung des Schiedsrichterwesens bis zu dem Grade vervollkommnet, daß ein ordnungsmäßiger Geschäftsbetrieb gewährleistet ist, und es ist zu wünschen, daß davon in weitesten Kreisen ausgiebiger Gebrauch gemacht wird, damit die großen Vorteile möglichst bald zur allgemeinen Geltung kommen können.

Die benötigten Druckschriften, Satzung und Schiedsgerichtsordnung sind durch den Deutschen Ausschuß für das Schiedsgerichtswesen, Berlin NW 7, Sommerstraße 4 a, zu beziehen.

Grenzen der Rechte des Grundeigentümers gegen die Stadtgemeinde wegen Zuführung mangelhaft geklärter Abwässer.

(Reichsger. V. 154/20.)

(Nachdruck verboten.) Der Kläger ist Eigentümer der an einen See grenzenden Grundstücke und des Sees, in den ein Bach mündet, welcher die Abwässer aufnimmt, die ihm aus einer Kläranlage durch die beklagte Stadtgemeinde zugeleitet werden. Der Kläger behauptete nun, die Kläranlage sei mangelhaft, und die nur ungenügend gereinigten Abwässer enthielten gesundheitsschädliche und übelriechende Stoffe, durch welche der in seinem Eigentum stehende See verunreinigt werde.

Er forderte daher Verurteilung der Stadtgemeinde dahin, die Zuführung der Abwässer in den See völlig zu unterlassen, und hilfsweise beantragte er, die Gemeinde zu verurteilen, die Kläranlage so zu verbessern, daß die Abwässer dem See in völlig geruch- und keimfreiem Zustande zugeführt würden.

Im Verlaufe des Prozesses wurde nun der Stadtgemeinde auf ihren Antrag durch Beschluß des Bezirksausschusses und des Landeswasseramtes das dauernde Recht verliehen, unter bestimmten Bedingungen die Abwässer des städtischen Kanalnetzes in den Bach einzuleiten, und die Klage des Grundeigentümers blieb ohne Erfolg.

Der Unterlassungsanspruch des Klägers — so führte das Reichsgericht aus — ist darauf gestützt, daß die Beklagte kein Recht zu der Zuführung der Abwässer habe. Dadurch, daß nun der Beklagten dieses Recht durch die Verleihungsbehörde gewährt worden ist, ist dem Anspruche des Klägers die Grundlage entzogen. Ebenso ist es mit dem Hilfsantrage des Klägers.

Die Entscheidung über Auflagen zum Zwecke der Verhütung das Recht anderer beeinträchtigender Wirkungen der Wasserbenutzung durch die Beklagte war lediglich von der Verleihungsbehörde zu treffen. Zur Erfüllung dieser Auflagen hat die Wasserpolizeibehörde die Beklagte anzuhalten. Zur Verfolgung und Herstellung der von der Verleihungsbehörde für erforderlich erklärten Einrichtungen im Rechtswege ist kein Raum.

Dem Kläger steht nur gegebenenfalls ein Anspruch auf Entschädigung gemäß § 51 des Wass. Ges. zu. Einen solchen Anspruch hat er aber bisher nicht geltend gemacht. rd.

Was ist unter einem bewohnten Gebäude im Sinne des Strafgesetzbuchs zu verstehen?

(Reichsger. IV. 950/19.)

(Nachdruck verboten.) Gebäude, die lediglich am Tage dem Aufenthalt von Menschen dienen, dagegen während der Nacht leer stehen, fallen nach einer neueren Entscheidung des Reichsgerichts nicht unter den Begriff des bewohnten Gebäudes im Sinne des § 243, Abs. 1, Nr. 7 des Strafgesetzbuchs. Anderseits ist nicht erforderlich, daß das betreffende Gebäude regelmäßig dem Aufenthalt von Menschen — ohne Beschränkung auf bestimmte Zeiten, Tätigkeiten und Zwecke — dient. Es genügt z. B., daß das Gebäude nur zu gewissen Zeiten, etwa im Sommer, von Menschen zu Wohnzwecken benutzt wird, um es für diese Zeit als „bewohntes Gebäude" erscheinen zu lassen. Rechtsgrundsätzlich ist es sogar für ausreichend zu erachten, daß das Gebäude nur einmal und nur einem Menschen zum Aufenthalt während der Nachtzeit dient, vorausgesetzt, daß die Benutzung eine ordnungsgemäße ist, also mit Zustimmung des Verfügungsberechtigten erfolgt. — Der gesetzgeberische Grund für die härtere Bestrafung des in einem bewohnten Gebäude vorgenommenen Diebstahls ist ein doppelter. Einmal sind Diebstähle, die zur Nachtzeit begangen werden, besonders dazu angetan, die Sicherheit des Besitzes und Eigentums zu gefährden, da sie die Anwendung von Gegenmaßregeln sehr erschweren. Sodann bedürfen die Personen, die durch solche Diebstähle in Mitleidenschaft gezogen werden, eines erhöhten Strafschutzes, weil sie bei einem Zusammentreffen mit dem Diebe ernstlichen Gefahren für Leben und Gesundheit ausgesetzt sind. rd.

PATENTBERICHT.

Wegen der Vorbemerkung (Erläuterung der nachstehenden Angaben) s. Heft 1 vom 15. Januar 1921, S. 30.

A. Angemeldete Patente.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 28. Juli 1921.

Kl. 20 g, Gr. 3. K. 74 947. Friedr. Krupp, Akt. Ges., Grusonwerk, Magdeburg-Buckau. Zweiteilige Schiebebühne. 29. X. 20.

Kl. 20 i, Gr. 28. A. 34 717. Allgem. Elektrizitäts-Ges., Berlin. Sicherheitsantrieb für elektrische Blockeinrichtungen. 14. I. 21.

Kl. 84 c, Gr. 4. D. 29 899. Philipp Deutsch & Co., G. m. b. H., Berlin. Steuerung für Dampframmen mit wahlweise abwärts oder aufwärts schlagenden Rammbären. 22. XI. 13.

Kl. 85 c, Gr. 6. G 52 820. David Grove Abwasser G. m. b. H., Charlottenburg. Abwasserkläranlage, bei welcher zur Bildung einer Reinwasserzone in dem Klärraum eine Abzugsrinne für das geklärte Wasser eingebaut ist; Zus. z. Anm. Sch. 52 419. 22. VI. 20.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 1. August 1921.

Kl. 5 d, Gr. 9. G 51 667. Gewerkschaft Hausbach II, Wiesbaden. Spülversatzrohr mit spiralförmigen Innenrippen. 2. VIII. 20.

Kl. 80 a, Gr. 7. L 48 710. Hermann & Max Loesch, Karlsruhe i. B. Maschine zum Mischen und Fördern von Gußbeton zur Gießstelle. 11. VIII. 19.

Kl. 80 a, Gr. 7. W 52 042. Willy Wächter, Duisburg-Meiderich, Borkhofer Str. 7. Betonmischmaschine. 10. II. 19.

Kl. 80 a, Gr. 42. Sch 56 813. Joseph Schmitt, Bieberich a. Rh. Maschine zur Herstellung von Hohlsteinen aus Beton oder anderen schütt- und bindefähigen Massen. 24. XI. 19.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 4. August 1921.

Kl. 37 e, Gr. 10. K 72 739. Peter Kaesberg, Königsberg i. Pr., Walterstr. 4. Einrichtung zur Herstellung von Eisenbetondecken mit Hilfe einer Hängewerkrüstung. 20. IV. 20.

Kl. 42 a, Gr. 10. T 25 169. Walter Hermann Thielemann, Hamburg, Alter Teichweg 14. Füllreißfeder. 24. III. 21.

Kl. 42 a, Gr. 12. B 97029. Carl Beick, Bremen. Schüsselkorb 17/18.

Ellipsenzirkel. 25. XI. 20.

Kl. 42 a, Gr. 12. R 51969. Hugo Raulf, Altona, Elbe, Immermannstr. 14. Kreuznutzirkel zum Zeichnen von Ellipsen. 3. IV. 20.

Kl. 80 b, Gr. 20. K 72 728. Kalk-Produkten-G. m. b. H., Emil Sammet, Hamburg. Verfahren zur Herstellung von Mörtel und Bausteinen aus Kalkrückständen. 19. IV. 20.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 8. August 1921.

Kl. 5 d, Gr. 9. G 52 362. Gewerkschaft Hausbach II, Wiesbaden. Verfahren zur Gewinnung und Beförderung von Sandablagerungen mittels Wasserspülung. 19. XI. 20.

B. Erteilte Patente.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 1. August 1921.

Kl. 19 a, Gr. 28. 341 232. Zwirner & Zöllner, Tiefbaugeschäft, Halle a. S. Einstellvorrichtung für die Rollen an Gleisrückmaschinen; Zus. z. Pat. 336 417. 21. IX. 20. Z 11 799.

Kl. 20 i, Gr. 15. 341 233. Willy Hansbutt, Westdorf b. Aschersleben. Weichenstellvorrichtung; Zus. z. Pat. 324 512. 7. IV. 20. H 80 612.

Kl. 20 i, Gr. 33. 341 234. Kurt Fickelscheer, Kiel, Knooper Weg 111. Verblockungsvorrichtung einer Signalanlage. 8. VI. 20. F 46 939.

Kl. 20 k, Gr. 9. 341 265. Siemens-Schuckertwerke G. m. b. H., Siemensstadt b. Berlin. Einrichtung zum gleichzeitigen Nachspannen von Tragseil und Fahrdraht bei Fahrleitungen mit Kettenlinienaufhängung. 30. V. 13. S 39 174.

Kl. 65 a, Gr. 3. 341 410. Konrad Kisse, Bremen 13. Verstärkung von Schiffskörpern. 14. IX. 20. K 74 363.

Kl. 80 a, Gr. 13. 341 329. Paul Schauer, Berlin-Zehlendorf, Potsdamer Str. 50. Schlagmaschine, insbesondere zur Herstellung künstlicher Steine. 9. III. 20. Sch 57 724.

Kl. 85 c, Gr. 6. 341 333. David Grove Abwasser m. b. H., Charlottenburg. Abwasserkläranlage, bei welcher zur Bildung einer Reinwasserzone in dem Klärraum eine Abzugsrinne für das geklärte Wasser eingebaut ist. 6. I. 18. Sch 52 419.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 8. August 1921.

Kl. 20 i, Gr. 2. 341 489. Johann Blaß, Bous, Saar, Friedrichstr. 402, Vorrichtung zum zeitweisen Verhindern des Stellens von Weichenhebeln. 26. V. 20. B 24 228.

Kl. 20 i, Gr. 3. 341 550. Eduard Römpler, Magdeburg, Kronprinzenstr. 14. Buchstabensignal zur Ausführung der Bremsprobe bei Eisenbahnzügen; Zus. z. Pat. 334147. 28. III. 20. R 49 868.

Kl. 20 i, Gr. 11. 341 551. Otto Uebel, Berlin-Pankow, Kavalierstr. 11. Elektrischer Weichenantrieb mit Leergang in den Endlagen; Zus. z. Pat. 324 270. 5. II. 21. U 7375.

Kl. 20 i, Gr. 15. 341 552. Robert Unger, Breslau, Vorwerkstr. 24. Vorrichtung zum Verstellen der Weichen vom Führerstand aus. 8. X. 20. U 7252.

Kl. 20 i, Gr. 31. 341 553. Siemens & Halske Akt.-Ges., Siemensstadt b. Berlin. Schienendurchbiegungskontakt mit Luftdruckwirkung. 24. IV. 20. S 52 870.

Kl. 20 i, Gr. 35. 341 554. Joseph Bethenod, Paris; Vertr. C. v. Ossowski, Pat.-Anw., Berlin W. 9. Schaltungsanordnung zur Überwachung der Signale auf elektrisch betriebenen Eisenbahnzügen. 3. III. 21. B 98 528. Frankreich 14. II. 21.

Kl. 20 i, Gr. 38. 341 524. Siemens & Halske Akt.-Ges., Siemensstadt b. Berlin. Elektrische Zugsicherungsanlage. 3. VII. 20. S 53 743.

Kl. 20 i, Gr. 38. 341 526. Siemens & Halske, Akt.-Ges., Siemensstadt b. Berlin. Elektrische Zugsicherungsanlage mit Störungssignal. 29. VII. 20. S 53 847.

Kl. 20 i, Gr. 38. 341 556. Siemens & Halske, Akt.-Ges., Siemensstadt b. Berlin. Elektrische Zugsicherungsanlage mit Wechselstrombetrieb. 7. VIII. 20. S 53 904.

Kl. 37 a, Gr. 4. 341 547. Gebr. Rank, München. Trennungswand für Silozellen aus übereinander liegenden Eisenbetonbalken. 7. X. 16. P 35 197.

Kl. 80 b, Gr. 5. 341 428. Dr. Wilhelm Schumacher, Berlin, Universitätsstr. 2/3. Verfahren zum Granulieren von Hochofenschlacke. 5. I. 19. Sch 54 285.

Kl. 85 e, Gr. 15. 341 431. Carl Saß, Hamburg-Harvestehude, Mittelweg 136. Reinigungskasten für Kanalisationsrohre. 15. V. 20. S 53 046.

BÜCHERBESPRECHUNGEN.

Statik und Festigkeitslehre von Max Fischer, vollständiger Lehrgang für Ingenieure, Techniker und Studierende, III. Bd.: Formänderungen. Berlin, Verlag von Hermann Meusser, 1920. Preis geb. 96 Mark.

Mit dem vorliegenden Werke ist der dritte Band des umfangreichen Werkes erschienen, das der Verfasser als elementares Lehrbuch zum Selbststudium geschrieben hat. Er beginnt mit einer ausführlichen Darlegung des Spannungszustandes eines Stabes, schließt hieran eine Betrachtung des Formänderungszustandes und stellt schließlich den Zusammenhang zwischen beiden her. Damit sind die Grundlagen für die Darstellung der Formänderungen des geraden Balkens gegeben, die zur ausführlichen Betrachtung über die analytische und graphische Ermittlung von Punktverschiebungen und Verdrehungen einzelner Balkenquerschnitte verwandt werden. In den folgenden Abschnitten ist die Entwicklung auf die Formänderung eines Stabzuges ausgedehnt, wobei neben den Momenten auch der Einfluß der Längs- und Querkräfte berücksichtigt wird. In beiden Fällen ist Lagerung als Freiträger und als Träger auf 2 Stützen behandelt worden. Auch der Dreigelenkrahmen hat Berücksichtigung gefunden. Eine Reihe ausführlich behandelter, gutgewählter Aufgaben beschließt diesen Teil. Für die Formänderung des Fachwerks wird zunächst in unmittelbarer Anlehnung an die voraufgegangenen Kapitel aus der Änderung eines Dreieckwinkels die Formänderung eines aus einem Fachwerk gelösten Stabzuges behandelt. Hieran schließen sich Verschiebungspläne, wie sie von Williot und Müller-Breslau in die Theorie eingeführt worden sind. Die bekannte Arbeitsgleichung wird zunächst rein geometrisch abgeleitet und schließlich auch mit Hilfe des Prinzips der virtuellen Verrückung begründet. Sie dient zur Lösung der hiermit in Verbindung stehenden wichtigen Aufgaben, die dem Leser durch gutgewählte Beispiele nähergebracht werden.

Es muß anerkannt werden, daß der Verfasser keine Mühe gescheut hat, seine Leser in den Geist der Statik einzuführen, ihm nicht allein Rechnungsverfahren, sondern auch das Verständnis hierzu zu vermitteln. Auf diese Weise ist das Werk sehr breit geraten und würde voraussichtlich durch manche Kürzung gewinnen, auch wenn der Leserkreis, wie in dem Vorworte hervorgehoben ist, Techniker ohne höhere Vorbildung umfaßt. Der Ingenieur, der seine Ausbildung an Technischen Hochschulen genießt oder abgeschlossen hat, wird die Theorie der Formänderung besser aus andern Lehrbüchern schöpfen, die ihn schneller zum Ziele führen. Der Techniker ohne höhere Vorbildung wird jedoch sicherlich viel Gutes dem klar geschriebenen Buch entnehmen. B.

Die Berechnung statisch unbestimmter Systeme von A. Straßner. Berlin 1921, Verlag von Ernst und Sohn. Preis geh. 33 M., geb. 39 M.

Der durch seine ausführlichen Abhandlungen über Rahmenberechnungen bekannte Verfasser übergibt nunmehr der Öffentlichkeit eine weitere Arbeit, in der allgemeine Grundlagen zur Berechnung statisch unbestimmter Systeme elementar dargestellt sind. Behandelt werden zunächst die Formänderungen des einfachen Trägers und die Berechnung des einseitig und beiderseits eingespannten Balkens. In einem zweiten Abschnitte wird die Theorie des durchgehenden Trägers auf starren Stützen gegeben. Die bekannten Beziehungen werden, ohne auf irgendwelche Vorkenntnisse des Lesers zurückzugreifen, für die üblichen Belastungsfälle abgeleitet und durch ausführliche Berechnung von Beispielen belegt. Im Gegensatz zu den üblichen Gedankengängen begründet der Verfasser die Berechnung der statisch überzähligen Größen auf der Betrachtung der Formänderungswinkel an den Einspannungsstellen. Für gleichbleibendes Trägheitsmoment und die üblichen Belastungsfälle werden geschlossene Ausdrücke für die Einspannungsmomente abgeleitet und hieran die Ermittlung der Festpunkte des beiderseits eingespannten Trägers für gleichbleibendes und veränderliches Trägheitsmoment angeschlossen.

Der zweite Teil wird mit der Entwicklung der Clapeyronschen Dreimomentengleichung eingeleitet. Sie dient zur Durchführung einer Anzahl von Beispielen für die Ermittlung der Stützenmomente bei einfachen Belastungsfällen. Die Ermittlung der Festpunkte leitet zur zeichnerischen Darstellung der Stützenmomente über, die gleich der Darstellung der Einflußlinien sich an das bekannte Rittersche Verfahren anschließt.

Nach dem Vorworte ist das Buch für strebsame Techniker, Ingenieure und Studierende bestimmt. Ich möchte es jedoch in der Hauptsache für die erstgenannte Gruppe von Baubeflissenen beschränkt sehen, obwohl ich mir denken kann, daß viele Ingenieure in der Praxis das Buch mit Nutzen zur Hand nehmen werden. Für die Studierenden der Technischen Hochschulen wünsche ich mir eine wesentlich breitere und tiefere Grundlage statischer Erkenntnis. Das Buch ist klar geschrieben, die Breite der Darstellung kein Fehler, sofern es auf den angeführten Leserkreis beschränkt bleibt. B.

Kompendium der Statik der Baukonstruktionen. Von Dr.-Ing. J. Pirlet, Privatdozent an der Technischen Hochschule Aachen. II. Band. Die statisch unbestimmten Systeme. 1. Teil. Die allgemeinen Grundlagen zur Berechnung statisch unbestimmter Systeme. Die Untersuchung elastischer Formänderungen. Die Elastizitätsgleichungen und deren Auflösung. Mit 136 Textfig. Julius Springer, Berlin 1921. Preis 40 M., geb. 46 M.

Von diesem aus einer Reihe handlicher und vom Verleger vorzüglich ausgestatteter Bändchen bestehenden, umfassend angelegten Werke liegt jetzt als erste Lieferung Teil 1 vom II. Bande vor, den der Verfasser mit Recht als den dringlichsten empfunden hat.

Die übrigen Teile sind teils im Druck, teils in Vorbereitung. Der I. Band soll die statisch bestimmten Systeme bringen. Vom II. Band steht der erste Teil hier zur Besprechung, der zweite soll die Anwendungen der im ersten Teil behandelten Grundsätze auf einfachere statisch unbestimmte Systeme, durchlaufende und eingespannte Träger, Rahmen, Gewölbe usw. bringen, der dritte Teil widmet sich den hochgradig statisch unbestimmten Systemen (Vierendeelträger, Stockwerksrahmen, durchlaufende Träger auf elastisch beweglichen Stützen usw.) und der vierte und letzte Teil soll statisch unbestimmte Fachwerke und besondere Aufgaben des Brücken- und Eisenhochbaues behandeln.

Der zunächst vorliegende ersten Teil des II. Bandes zerfällt in zwei große Abschnitte; der erste befaßt sich mit der Ermittelung der Formänderungen, der zweite mit der Auflösung der Elastizitätsgleichungen. Der beiden vorausgeschickte Teil: Allgemeine Grundlagen für die Berechung statisch unbestimmter Systeme lehrt die einfache Verknüpfung der Formänderungen zu Bedingungsgleichungen für die gesuchten Unbekannten.

Der erste Abschnitt umfaßt nur 28 Seiten, der zweite Abschnitt behandelt auf 72 Seiten die Ermittelung der Formänderungen; hierbei wird in erster Linie die Arbeitsgleichung (Mohr-Maxwell) benutzt. Ableitung und Anwendung für Vollwandträger und Fachwerke. Zahlreiche gute Beispiele.

Die Sätze von Castigliano werden kurz abgeleitet; sie bilden aber nicht den Kern der Abhandlung, sondern sind mehr der Vollständigkeit halber eingeflochten. Auf die Ermittelung der Einzelverschiebungen und Verdrehungen mittels der Arbeitsgleichung folgt die Bestimmung der gesamten Linienverformung (Achsen- oder Gurtungsbewegung). Die Biegelinien werden für vollwandige und für Fachwerksträger vorgeführt und abgeleitet. Hierbei würde mir eine Darstellung, die sich mehr an die Anschauung wendet, lieber gewesen sein, als der übliche Beweis, der auf der Auffassung der Biegelinie als Seileck beruht. Aus der Betrachtung der elementaren Drehwinkel von Stabelement zu Stabelement läßt sich überzeugend und spielend der Beweis erbringen, daß die relative Verdrehung eines Stabquerschnittes gegen einen anderen dargestellt wird durch das zwischen beiden Stellen eingeschlossene Momentenflächenstück. Aus diesen durch die Elementarstreifchen der Momentenfläche verkörperten Elementardrehwinkeln ist bei Berücksichtigung der Schwenkhebellänge sofort der Einfluß dieser Brechungswinkel auf die Senkung (allgemeine Verschiebung) irgendeines Punktes gegeben. Diese klar vorstellbaren — in Modellen sogar darstellbaren — Vorgänge sollten zum mindesten neben, wenn nicht vor den rein geometrischen Beziehungen bei allen Ableitungen über die Biegelinie verwendet werden.

Wenn man aber die weniger anschaulichen Beweise nicht umgeht, so darf der klassische Beweis für Biegelinie-Seillinie nicht fehlen, der auf der Übereinstimmung der beiden Gleichungen

$$\frac{d^2y}{dx^2} = \frac{M}{EJ} \text{ und } \frac{d^2y}{dx^2} = q$$

beruht und lehrt, daß man die stetige Belastung q jeweils gleich $\frac{M}{EJ}$ zu machen hat, wenn man statt der gewöhnlichen Momentenlinie die Biegelinie haben will.

Die Vereinfachung der Verformungsvorgänge bei symmetrischer oder gekreuzt symmetrischer Belastung und ihre Ausnutzung im Belastungsumordnungsverfahren finden vielleicht noch in dem kommenden Bande Berücksichtigung.

Als letzte meiner unwesentlichen Einwendungen möchte ich anführen, daß mir eine Bezeichnung der Verschiebungen mit δ_{ik} lieber gewesen wäre, als lediglich i k, da man altgewordene Bezeichnungen möglichst beibehalten soll.

Von diesen Kleinigkeiten abgesehen, ist der sehr planmäßig aufgebaute Abschnitt über die Formänderungen außerordentlich klar und auf Verständlichkeit bedacht geschrieben. Die Beispiele und die ausgezeichneten Abbildungen werden zum vollen Verständnis das ihrige beitragen.

Der 3. Abschnitt, der die Eliminationsverfahren behandelt, ist von hohem Reize und eine Besonderheit des Buches. Was hier der Verfasser von Gauß' Eliminationstheorie vorführt und für die Statik zur allgemeinen Benutzung empfiehlt, ist der vollsten Aufmerksamkeit auch der praktisch tätigen Statiker wert. Mit 100 Seiten nimmt dieser Abschnitt etwa die Hälfte des Bandes ein.

Dieser erste Band des Pirletschen Kompendiums wird einen guten Platz in der statischen Literatur der Bauingenieurwissenschaften einnehmen. Man kann den Verfasser, wie den Verlag, nicht minder aber die heranreifenden Diplomingenieure zum Erscheinen dieses Buches beglückwünschen. Dr. Kunze.

G. C. Mehrtens, Vorlesungen über Ingenieur-Wissenschaften II. Teil. Eisenbrückenbau. II. Teil. Verlag Wilhelm Engelmann, Leipzig 1920. Preis 32 M. + 50 vH Verleger-Teuerungszuschlag.

Der nach dem im Jahre 1918 eingetretenen Tode des Verfassers von dem Verlage noch herausgegebene zweite Band der Eisenbrücken, dem bald auch der dritte und letzte folgen soll, bildet die Fortsetzung der großen Mehrtensschen allbekannten Arbeit in seinem ersten Bande über die geschichtliche Entwicklung der eisernen Brücken. Einen Übergang dieser Ausführungen zur Vorführung der eigentlichen Konstruktion stellt der Anfang von Band II dar, sich auf 102 Seiten mit den Eisenbrücken im allgemeinen befassend. Hier werden besprochen: der eiserne Überbau mit seinen Hauptteilen, Neuerungen bei Darstellung und Verwendung des Eisens, die Haupttragsysteme und endlich ästhetische Fragen des Eisenbrückenbaues (auf fast 60 Seiten behandelt!). In den Text sind eine große Anzahl von Abbildungen, z. T. „Bildern" eingestreut, die bereits in Band I bei der geschichtlichen Entwicklung vorgeführt wurden und auf die zur Raum- und Kostenersparnis besser hier hätte verzichtet werden können, wie ja überhaupt die Mehrtensschen Darstellungen nicht selten an einem Zuviel von Bildbeigaben leiden. Das zeigt sich namentlich in dem Teile, der über die Ästhetik der Eisenbrücken handelt. Zu dem werden hier eine Anzahl Tagesstreitfragen im einzelnen in den Bereich der Betrachtungen gezogen, die besser eine großzügige, allgemeine Behandlung erfahren hätten. Findet sich somit in dem ersten Hauptteil von Band II manches, dem man nicht voll zuzustimmen vermag, so entschädigt hierfür die Darstellung in Teil II, Vollwand- und Rahmenbrücken behandelnd. Hier zeigt sich der Verfasser als der bekannte, kritisch sichtende und klar urteilende Konstrukteur. Besprochen werden hier die Vollwandhauptträger und Balkenbrücken mit ihrem Bahngerippe, die Fahrbahn, Querverbände und Bauhöhen, die Vollwandbrücken der Hamburger Hochbahn, Rahmenträgerbrücken und endlich Vollwandzweigelenkbögen. Überall werden die praktischen Überlegungen durch theoretische Überlegungen gestützt, die sich fast ausnahmsweise an Rechnung der Praxis anschließen.

Die Ausstattung des Buches ist eine gute, die konstruktiven Abbildungen im besonderen sind deutlich und klarverständlich. Hoffentlich gelingt es dem Verlage trotz der Schwierigkeiten der Jetztzeit, auch den letzten Band des großzügig angelegten Werkes nunmehr bald der Öffentlichkeit zu übergeben. M. F.

Betriebstechnische Ausstellung in Berlin.

Im technisch-industriellen Ausstellungswesen bereitet sich insofern eine Wandlung vor, als man neuerdings dazu übergeht, als Ergänzung zu der bei Messen üblichen Art der Schaustellung fertiger Erzeugnisse für die Zwecke des Warenabsatzes den technischen Fortschritt an ausgewählten für die Belehrung geeigneten Musterbeispielen zu zeigen. Einen Versuch in dieser Hinsicht stellt die Betriebstechnische Wanderausstellung dar, die von der Arbeitsgemeinschaft deutscher Betriebsingenieure im Vereine deutscher Ingenieure zusammengebracht worden ist.

Inhalt und Ziel der Ausstellung werden am besten gekennzeichnet durch die Ausdrücke: „Steigerung der Güte" und „Verminderung der Kosten". Die Steigerung der Güte kommt in der Hauptsache in der Abteilung „Messen" zum Ausdruck. Es werden hier die für die Fertigung in der mechanischen Industrie wichtigsten Meßwerkzeuge, und zwar sowohl einfachste Handmeßwerkzeuge wie genaueste optische Meßgeräte gezeigt. Von der Handhabung und dem Verwendungsbereich kann sich jeder Besucher durch eigene Messung ein Bild machen, sowie Anhaltspunkte für die Wahl des bestgeeigneten Meßgerätes gewinnen. Die Möglichkeit der Verringerung der Kosten wird in den Abteilungen „Arbeitsverfahren, wirtschaftliche Vergleiche der verschiedenen Fertigungsarten, Fabrikanlagen und Fabrikorganisation gezeigt. Beachtung verdient auch die Abteilung Berufseignung, in der an Beispielen die Verfahren und Apparate für die Prüfung der Berufseignung gezeigt werden. Die damit erzielten Ergebnisse sind ausgewertet und übersichtlich zusammengestellt.

In sämtlichen Abteilungen ist besonderer Wert auf eine sinnfällige Darstellung durch Vergleiche und Gegenüberstellungen gelegt worden.

Die Ausstellung soll durch die Ortsgruppen der Arbeitsgemeinschaft deutscher Betriebsingenieure wandern und laufend ergänzt und der Entwicklung angepaßt werden. Sie ist bereits in Cassel und Stuttgart den Fachkreisen zugänglich gemacht worden und gelangt nunmehr in der Akademischen Hochschule für bildende Künste in Charlottenburg, Hardenbergstr. 33 zur Aufstellung. Sie ist täglich von 9 bis 6 Uhr geöffnet. Der Zutritt ist den Mitgliedern des Vereins deutscher Ingenieure und der Arbeitsgemeinschaft deutscher Betriebsingenieure gegen Vorzeigen der Mitgliedskarte gestattet. Für Angehörige deutscher Firmen sind Eintrittskarten bei der Geschäftsstelle der Arbeitsgemeinschaft deutscher Betriebsingenieure, Berlin NW 7, Sommerstr. 4 a, erhältlich.

Für die Schriftleitung verantwortlich: Geheimrat Dr.-Ing. E. h. M. Foerster, Dresden. — Verlag von Julius Springer in Berlin W.
Druck von H. S. Hermann & Co., Berlin SW 19, Beuthstrasse 8.

DER BAUINGENIEUR

2. Jahrgang | 31. Oktober 1921 | Heft 20

BEURTEILUNG DER GRUNDLAGEN DES BAUENS IN HOLZ.

Von Dr.-Ing. G. Barkhausen, Hannover.

Die steigende wirtschaftliche Not, besonders die Erdrosselung der deutschen Erzeugung von Eisen durch den Feindbund, lenken die Blicke seit Jahren in steigendem Maße auf das Holz als Baustoff für Tragwerke; dem Vernehmen nach wird in beteiligten Kreisen an der Aufstellung von baupolizeilichen Vorschriften zur Regelung der Verwendung von Holz gearbeitet. Auf diesem Gebiete ist nun bislang wenig geschehen, da das Holz aus den tragenden Bauwerken und -teilen fast ganz verschwunden war, und man sich in den verbleibenden Fällen der Verwendung mit den, neueren Anschauungen nicht mehr entsprechenden, mittelalterlichen Tragwerken begnügte. So kommt es, daß man sich nun bei der Notwendigkeit der Verwendung von Holz bezüglich der Festsetzung geeigneter Bestimmungen vor eine ganze Reihe ungelöster Zweifel gestellt sieht, von denen der Schreiber dieser Zeilen mehrere schon früher[1]) berührte, die jedoch heute noch nicht geklärt sind. Auch das Folgende wird in der Absicht vorgebracht, in der angedeuteten Richtung klärend zu wirken, ohne etwa schon fertig Abschließendes bieten zu wollen, und zwar sollen hauptsächlich die beiden Gegenstände: „zulässige Spannungen" und „Verbindungen" erörtert werden, von deren zweckmäßiger Behandelung der Erfolg der Bemühungen, in Holz zu bauen, hauptsächlich abhängt.

I. Zulässige Spannungen.

In der Entwickelung des Eisenbaues ist man zunächst den Weg gegangen, eine große Zahl schwieriger zu beurteilender Umstände durch das Ansetzen niedriger Spannungen zu decken, und hat damit recht schlechte Erfahrungen gemacht, da man so über das wahre Verhältnis der Widerstände zu den Angriffen im Unklaren blieb, und manchmal in der Meinung, hohe Sicherheit zu bieten, gradezu Gefahren schuf. Heute wird allgemein anerkannt, daß man alle maßgebenden Umstände so eingehend wie irgend möglich berücksichtigen soll, dann aber auch hohe Spannungen als zulässig betrachten darf; so sind die Festsetzungen der einzuführenden Spannungen in den letzten dreißig Jahren auf das Doppelte und darüber gestiegen, und trotzdem hat der Grad der Sicherheit der Bauwerke in Eisen unter wesentlicher Steigerung des wirtschaftlichen Erfolges zugenommen.

In letzter Zeit zeigen sich nun Anzeichen, daß man bei der neuen Entwickelung des Holzbaues ähnliche anfängliche Wege in das Auge faßt, wovor dringend zu warnen ist. Zwar sind beim Holze wegen seiner Eigenschaften die Grundlagen des Entwerfens noch unsicherer, als sie beim Eisen waren, das darf aber nicht zum Ersetzen scharfer Untersuchung durch rohes Schätzen führen, wie es in der Deckung unbekannter Größen durch niedrigen Ansatz der Spannungen liegt; vielmehr muß diese Lage zu weiterer Verschärfung der Erkundung aller maßgebenden Umstände antreiben, die noch nicht genügend erforscht sind. Wenn man also heute Bestimmungen für Holzbauten aufsetzt, so dürfen sie nicht starr sein, vielmehr müssen sie in kurzen Abschnitten nach Maßgabe des Wachsens der Erkenntnis überprüft und verbessert werden, was dann vermutlich zu stetiger Besserung der wirtschaftlichen Ausnutzung des Holzes führen wird.

[1]) Deutsche Bauzeitung 1918, Nr. 75, 76 und 79.

Neuere Veröffentlichungen enthalten sehr viel wertvolle Grundlagen für die Beurteilung der zulässigen Spannungen[2]), aber grade die Vielheit und Ausführlichkeit dieser Arbeiten beweisen, daß die Beschaffenheit des Holzes, selbst einer bestimmten Art, von außerordentlich zahlreichen Umständen abhängt, die man bei der Verarbeitung des einzelnen Stückes größten Teiles nicht kennt, und die auch zu vielartig und wechselnd sind, um sie im Einzelfalle alle eingehend berücksichtigen zu können. Der Unterzeichnete vertritt daher die Ansicht, daß hier der Versuch, die verschiedenen Umstände durch verwickelte Bestimmungen, wie beispielweise Schönhöfer sie vorschlägt, berücksichtigen zu wollen, fehlschlägt und die Frage unnötig verwickelt. Denn die Zuschläge und Abzüge, die unter bestimmten Verhältnissen gemacht werden sollen, bleiben in ihrer Höhe gegen die Schwankungen der tatsächlichen Eigenschaften des Holzes zurück. Man kann also auch durch die verwickelteste Bestimmung nicht in jedem Falle das Gewollte treffen, wie bei dem in dieser Hinsicht günstigern Eisen.

Vorläufig hält der Verfasser dieser Betrachtung nach langjähriger Beschäftigung mit Bauten in Holz die folgenden Grundlagen der Berechnung von Tragwerken für völlig sicher, er ist sogar der Ansicht, daß die Zukunft auf Grund weiterer Erfahrungen noch darüber hinausgehen wird. Voraussetzung dieser Angaben ist jedoch sorgfältigste Berechnung der Tragwerke im ganzen und besonders ihrer Verbindungen, deren Lösung meist erheblich schwieriger ist, als die der Knoten eiserner Bauwerke.

Zusammenstellung I.

Zulässige Spannungen		Hartholz	Weichholz	
Längszug, auch aus Biegen	s_z	130—110		kg/qcm
Längsdruck, auch aus Biegen		120—100		„
Druck Hirnholz gegen Hirnholz		40—30		„
„ „ „ „ mit Blecheinlage		60—50		„
„ „ „ Eisen	s_d	70—60		„
„ „ „ Querholz bei Dübeln und Keilen		50—		„
Abscheren längs zur Faser	s_a	20—15		„
„ quer „ „ , kommt selten in Frage		50—40		„

Dazu sind die folgenden Regeln zu beachten. Bei Bemessung der Querschnitte ist an der gefährlichsten Stelle in ungünstigster Richtung, die dem Aufbau des Baumes nicht widerspricht, ein nicht tragfähiger Ast anzunehmen, dessen Durchmesser 10 vH der größten Abmessung des Querschnittes entspricht, denn die übliche Forderung astfreien Holzes ist unerfüllbar. Daraus folgt, daß gezogene und gedrückte Hölzer stets auch auf Biegung in dem durch den Ast gestörten Querschnitte zu berechnen sind; bei gebogenen Hölzern ist das dem Aste entsprechend verkleinerte Widerstandmoment einzuführen. Gedrückte Hölzer sind nach einem bewährten Verfahren auf Knicken zu berechnen, wobei der Abzug des Astes nicht zu machen ist.

Belastung von Querholz durch Hirnholz ist, abgesehen von Dübeln und Keilen aus Hartholz, wegen der sehr starken

[2]) Wir nennen beispielweise: Lang, das Holz als Baustoff, Wiesbaden 1915, C. W. Kreidel; Schönhöfer, der Bauingenieur 1921, S. 439; Kayser, der Bauingenieur, 1921, S. 237.

Verdrückung von Querholz unter einigermaßen hoher Belastung grundsätzlich zu vermeiden, im Gegensatze zu mancher alten Regel des Zimmermannes. Dieser in Fachwerkbauten allgemein übliche Fall der Verbindung der Stiele mit Schwellen und Rahmhölzern ist auch hier nur so lange erträglich, wie es sich um die sehr geringen Lasten niedriger Bauten handelt. Besonders gefährlich ist das Durchschneiden hoher Aufständerungen durch Balken oder Unterzüge, die neben den Stielen durchgeführt und auf Kragstücken an den Stielen gestützt werden sollen. Dagegen liegt in dem Einsetzen des Querholzes von Dübeln, besser von Keilen, aus Hartholz zwischen die Hirnflächen zu verbindender Hölzer eine wesentliche Verstärkung der Verbindung; namentlich verhütet diese Maßnahme die starken Verformungen, die sich aus dem gegenseitigen Eindringen der Enden der Fasern zweier Hölzer bei unmittelbarer Berührung von Hirnholz mit Hirnholz ergeben. Bei den neuesten Bauweisen in Holz[3]) spielt der Dübel, u. zw. meist der eiserne, eine wichtige Rolle, so der Ringdübel von Tuchscherer, der Doppelkegel von Kübler, der Tellerdübel von Christof und Unmack, Niesky, die Krallenplatte mit Nabe, Ringwulst und -nut von Greim, der Rohrdübel von Brösel, Bauart Cabröl; sie alle sind bei großen Bauten verwendet und dienen zur Deckung lange empfundener Bedürfnisse. Sie sind auch eingehenden Proben unterzogen. Immerhin sind die bisherigen Veröffentlichungen noch von starker Betonung gesetzlicher Schutzrechte beeinflußt, daher empfiehlt sich gründliche Beurteilung dieser neuen Baumittel, um zu Vorschriften zu gelangen, die einerseits weitzügig genug sind, um auf diese verschiedenen Lösungen angewendet werden zu können, anderseits bestimmt genug, um noch bestehende Unsicherheiten zu beseitigen.

Besondere Beachtung verdienen die zwischen Dübeln und Keilen einerseits und dem diese umgebenden Holze anderseits auftretenden Pressungen[4]), aus deren Unterschätzung sich die oft beobachtete mangelhafte Wirkung solcher Teile ergibt. Zunächst ist zu betonen, daß hölzerne Keile und Dübel in geeigneter Weise geschnitten werden sollten, um den Widerstand gegen Abscheren in ihnen rechtwinkelig, nicht längs zur Faser auszunutzen, im üblichen Dübel soll die Faser also aufrecht stehen, nicht liegen (Abb. 1). Wenn von den verschwindend kleinen Verbiegungen des Dübels abgesehen wird, stellt Textabb. 1 die Belastung des Dübels dar, die sich auch bei eisernen Dübeln nicht ändert. Das Gleichgewicht der Kräfte am halben Dübel liefert die Gleichung:

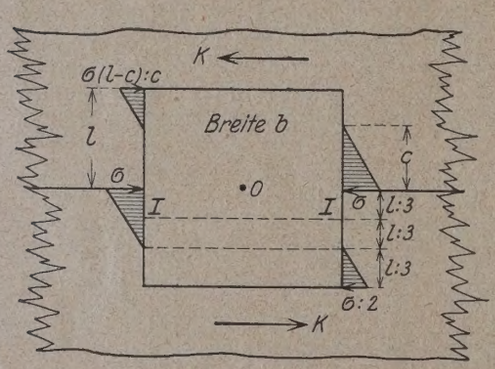


Abb. 1. Belastung eines Dübels.

$$K = b\,\sigma\,c : 2 - b\,\sigma\,(l-c)^2 : (2\,c) \quad \ldots\ldots\ldots \quad (1$$

und das Moment der auf den Dübel wirkenden Kräfte bezüglich o:

$$0 = 2\,\sigma\,b\,c^3 : (6\,c) - 2\,\sigma\,b\,(l-c)^2\,[c + 2\,(l-c) : 3] : (2\,c) \quad \ldots \quad (2$$

Aus Gl. (2) folgt $c = 2\,l : 3$ und damit liefert Gl. (1):

$$K = \sigma\,b\,l : 4, \text{ oder } \sigma = (4\,K) : (b\,l) \quad \ldots\ldots\ldots \quad (3$$

Meist wird die Druckspannung am Dübel durch Teilen der halben Dübelfläche in die verschiebende Kraft, also mit $K : b\,l$, das heißt viermal zu niedrig berechnet. Die Scherspannung im Dübel ist:

$$\sigma_s = K : (b\,d) \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad (4$$

Das größte Biegemoment im Dübel wirkt in der Ebene I, in der die Querkraft = o wird, es hat den Wert:

$$M = b\,\frac{\sigma}{2}\cdot\frac{1}{2}\cdot\frac{l}{3}\left(\frac{l}{3}+\frac{2}{3}\cdot\frac{l}{3}-\frac{1}{3}\cdot\frac{l}{3}\right) = 4\,K\,l : 27 \quad \ldots \quad (5$$

Bei späterer Gelegenheit wird sich zeigen, daß dieses Biegemoment des Dübels unter Umständen eine erhebliche Rolle spielen kann; hier mag, vom Gegenstande abschweifend, betont werden, daß in der obigen Darlegung die Begründung der Anschauung des Verfassers von der Nutzlosigkeit der anfangs von Hennebique eingeführten, seitdem durch den ganzen Eisenbetonbau beibehaltenen, heute sogar amtlich vorgeschriebenen, lotrechten Bügel zur Aufnahme von wagerechten Scherkräften liegt[5]), wenn man diese Bügel nicht weit über das übliche Maß hinaus, etwa durch Wahl von I-Eisen, verstärkt. Die oben mitgeteilte Berechnung ist für diese als Dübel aufgefaßten Bügel noch zu günstig, da die Voraussetzung geringer Länge und die darauf gegründete Vernachlässigung der Verbiegung der Dübel bei den Bügeln unzulässig ist. Die Tatsache, daß man die Quer- und Scherkräfte nur durch Scherwirkung im Grobmörtel, und soweit diese nicht ausreicht, durch Schrägeisen, in keinem irgend erheblichen Maße durch die üblichen Bügel aufnehmen kann, mag auch hier wieder hervorgehoben werden, wenn der Verfasser auch mit dieser Anschauung vorläufig ziemlich allein zu stehen scheint. Dieselbe Überlegung lehrt auch, daß hohe Dollen in Holzwerken, wie die langen Rohrdübel von Brösel, gegen Schub kein geeignetes Mittel sind; besonders bezieht sich das auch auf durchgezogene Bolzen, die nur auf Längszug wirken können und sollen, auf deren Wirkung als Dollen die weiteren Erörterungen noch eingehen werden, und auf Holznägel.

Wenn Verdübelungen sich nicht einfressen sollen, so darf man sie in alter Weise nur mit einem Viertel der sonst üblichen Pressungen berechnen; sie werden dann freilich oft zu unhandlich für die Verwendung werden. Aus der Vernachlässigung dieser Regel ist die oft überraschend schlechte Wirkung von Verdübelungen zu erklären. Förderlich für die Verwendung von Dübeln ist die Anfertigung aus Eisen, da zwischen Hirnholz und Eisen höhere Pressungen zulässig sind.

II. Verbindungen.

Die Verbindungen sind der schwache Punkt der Holzbauten, der auch nicht ganz zu überwinden ist, weil die Schwäche in den Eigenschaften des Holzes begründet ist. Sie bilden denn auch den wesentlichen Gegenstand der meisten neueren Erfindungen und Veröffentlichungen.

1. Stumpfer Stoß.

Streng genommen gibt es nur eine wenigstens einigermaßen befriedigende Verbindung von Hölzern, den stumpfen Stoß, aber auch er krankt an erheblichen Mängeln. Er ist eine Verbindung nur für Druck und erlaubt nur geringe Belastung, da er Hirnholz auf Hirnholz setzt, wenn man nicht zu verteuernden Blecheinlagen oder Eisenschuhen greifen will. Bei Eisen gibt er gegenüber dem ungestoßenen Querschnitte nahezu 100 vH, bei Holz ohne besondere Hilfsmittel nach der Zusammenstellung I nicht ganz 40 vH der Tragfähigkeit der ungestoßenen Teile her.

2. Versatzung.

Die viel verwendete Versatzung hat den grundsätzlichen Fehler, daß sie Langholz auf Querholz stützt, daher Anlaß zu vergleichweise starken Verformungen gibt. Ferner ist die erforderliche Scherlänge selbst dann oft noch unbequem, wenn man die Versatzung zurücksetzt, wobei das gestützte Holz meist ungünstige Gestalt annimmt. Vermeiden kann man die

[3]) Wir machen bezüglich solcher besonders aufmerksam auf: „Freitragende Holzbauten", Vorträge von Beteiligten, zusammengestellt und ergänzt von C. Kersten, Berlin 1921, J. Springer.

[4]) Zeitschrift für Architektur und Ingenieurwesen 1902, S. 250.

[5]) Zeitschrift für Architektur und Ingenieurwesen 1902, S. 251.

Scherlänge nur durch Zugbolzen mit Druckplatten oder eiserne Schlingen, mit denen man schon in gemischte Bauweise aus Holz und Eisen übergeht.

Schließlich setzt die übliche Versatzung zur Aufnahme der verschiebenden Seitenkraft Hirnholz gegen Hirnholz, sie ist also ohne besondere Hilfsmittel für hohe Spannungen wenig geeignet.

3. Zugverbindungen in Holz.

Bei Verbindungen auf Zug tritt die Schwäche des Holzes besonders deutlich hervor. Sie kommen alle auf Hakenbildungen in verschiedener Gestalt heraus; als Beispiel mag die Hakenlaschung mit Zugbolzen zur Aufhebung des Biegemomentes in der Lasche herausgegriffen werden (Textabb. 2).

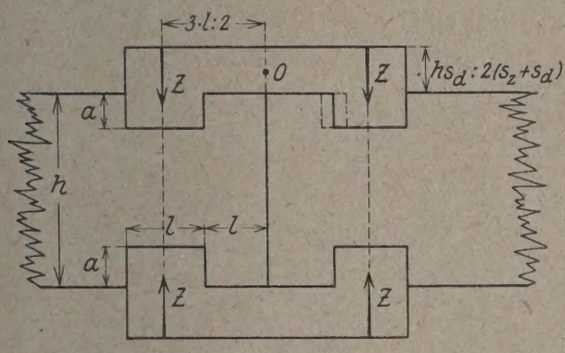


Abb. 2.
Verlaschung mit Holzklammern, Durchbolzen und Keilen.

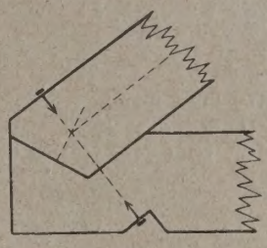


Abb. 3.
Versatzung ohne Scherlänge.

deutung zukommt. Ohne weitere Hilfsmittel sollte er nur da verwendet werden, wo er rein auf Längszug zu wirken hat, also in Fällen wie in Textabb. 2 oder bei der Versatzung ohne Scherlänge nach Textabb. 3. In solchen Fällen kann er seine volle Wirkung entfalten, wenn man ihn nicht bloß mit Unterlegscheiben, sondern mit starken Druckplatten ausstattet, die gegen Durchbrechen unter der vollen Kraft des Bolzens in ihrer Mitte berechnet werden müssen. In vielen älteren Verbindungen ist seine Wirkung so gedacht, daß er durch künstlich erzeugten Längszug die Reibung zwischen den zu verbindenden Hölzern bis zur Aufnahme der vollen Kräfte steigern soll. Solche Verbindungen sind gefährlich, da das unvermeidbare Schwinden des Holzes sie löst, wenn der Bolzen nicht dauernd nachgezogen wird. Greim sucht die Lockerung als Folge des Schwin-

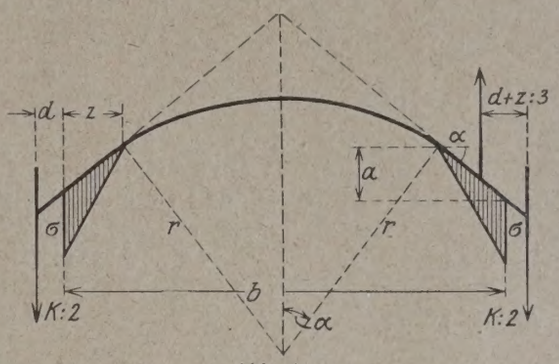


Abb. 4.
Belastung eines Durchbolzens.

Ist der zulässige Zug im Holze nach Zusammenstellung I s_z, der Druck auf Hirnholz s_d, die Abscherung längs der Faser s_a, so ergeben sich für gleichmäßige Leistung aller Teile die Gleichungen:

$$(h-2a)\,b\,s_z = 2\,a\,b\,s_d,\quad a = h\,s_z:[2(s_z+s_d)] \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (6$$

$$2\,b\,l\,s_a = b\,h\,s_z\,s_d:(s_z+s_d),\quad l = h\,s_d\,s_z:[2\,s_a(s_d+s_z)] \quad . \quad . \quad (7$$

$$Z\cdot 1{,}5\,l = \frac{h}{2}\,b\,\frac{s_z\,s_d}{s_z+s_d}\left(\frac{h}{4}\cdot\frac{s_z}{s_z+s_d}+\frac{h}{2}\cdot\frac{s_d}{s_z+s_d}\right) = M_0,\ Z = b\,h\,s_a:6 \quad (8$$

Die Leistung des vollen Holzes ist $b\,h\,s_z$, die der Verbindung $b[h-h\,s_z:(s_z+s_d)]\,s_z$, das Verhältnis also $1-s_z:(s_z+s_d)$ oder $s_d:(s_z+s_d)$, das gibt ohne weitere Hilfsmittel nach Zusammenstellung I für gewöhnliches Bauholz $30:(110+30) = 0{,}214$. Verwendet man an den Haken Blecheinlagen oder Hartholzdübel, wie oben rechts in Textabb. 2 gestrichelt, so wird $s_d = 50$, und das Verhältnis $50:(110+50) = 0{,}3125$. Die Verbindung gibt also auch dann noch nicht ein Drittel der Leistung des vollen Holzes aus, und daran ist auch nichts zu ändern, solange man nur in Holz arbeiten will; zwei Bolzen sind jedoch auch dabei schon nötig, weil die Laschen ohne sie der Biegung wegen ungebührlich stark werden.

Ist beispielweise $b = 20$ cm, $h = 25$ cm, $s_z = 110$, $s_d = 30$, $s_a = 15$ kg/qcm, so wird:

nach Gl. (6):

$$a = 25\cdot 110:(2\cdot 140) = 9{,}8 \text{ cm};$$

nach Gl. (7):

$$l = 25\cdot 30\cdot 110:[2\cdot 15\cdot(30+110)] = 19{,}63 \text{ cm};$$

nach Gl. (8):

$$Z = 20\cdot 25\cdot 15:6 = 1250 \text{ kg}$$

bei 21,4 vH Nutzwirkung. Die Verbindung ist also äußerst schwerfällig und wirtschaftlich kaum vertretbar. Ähnlich liegt es bei allen reinen Holzverbindungen auf Zug, die denn auch fast ohne Ausnahme durch gemischte Bauweisen in Holz und Eisen ersetzt sind, wie bei der Bauweise Sommerfeld.

4. Bolzen.

Unter den Mitteln zu Verbindungen spielt der eiserne Bolzen eine größere Rolle, als ihm nach seiner wahren Bedens durch Einlegen federnder Teile in die Verbindung zu verhüten.

Ganz abwegig sind, schon nach dem unter I zu den Dübeln Gesagten, die Verbindungen, in denen der Bolzen für sich allein als Dollen rechtwinkelig zu seiner Länge wirkende Kräfte aufzunehmen hat, wie Verlaschungen mit eisernen oder hölzernen Laschen, die nur auf den Bolzen beruhen. Das trifft im wesentlichen selbst dann noch zu, wenn auf die Herstellung der Bolzen und Löcher wesentlich größere Sorgfalt, als die übliche des Zimmermannes, verwendet wird, so für die Bauart Meltzer, bei der genau runde Bolzen aus Eisen oder Stahl ohne Kopf und Mutter in etwas zu eng, aber sonst sehr genau gebohrte Löcher getrieben werden. Auch unter diesen Verhältnissen ist das Entstehen der Übertragung der Kraft nach Abb. 4 nicht zu vermeiden, da schon die geringste Verdrückung des Holzes am Bolzen genügt, um diesem den nötigen Spielraum zu schaffen. Ebenso bezieht sich das Gesagte auf die Ausführungen nach Sommerfeld. Greim schafft in der Nabe seiner Krallenplatte eine Lösung, die den folgenden Erörterungen über das Einlegen von Druckeisen entspricht. Brösel macht den Bolzen durch das Einsetzen in die nach dem Obigen aus anderen Gründen vorsichtig zu bemessenden langen Rohrdübel frei von biegenden Angriffen.

In Abb. 4 ist die Achse eines Bolzens dargestellt, der in einem Holze der Breite b steckend in zwei Ebenen, die um d von den Seitenflächen abstehen, je K: 2 aufzunehmen hat. Bei Verwendung von Holzlaschen, wie in der Niesky-Bauart von Christof und Unmack, wird d groß, durch Verwendung eiserner Laschen kann man d sehr einschränken. An beiden Enden drückt sich der Bolzen auf die Länge z in das Holz ein, dieses dreieckig belastend, mitten hebt er sich, nach einem Kreise gekrümmt, vom Holze ab. Bei genauer Verfolgung der von der Verbiegung abhängenden Verteilung der Pressung zwischen Bolzen und Holz wird die Behandelung dieses Falles ziemlich verwickelt, es genügt aber, die beiden äußeren Strecken des Bolzens als geradlinig, also die Verteilung des Druckes dreieckig einzuführen. Ist D der Durchmesser, J das Trägheitmoment, E die Elastizitätszahl des Bolzens, E_h die des Holzes, die die Verdrückung des Bolzens im Holze gemäß der Pressung σ auf die angenommene Faserlänge 2 D ergibt,

ferner s die Biegespannung im Bolzen, so ist das Moment im mittlern Teile des Bolzen:

$$M = K\,(d + z:3):2,$$

der Halbmesser der Biegung:

$$r = D\,E:(2\,s) = 2\,D\,E\,J:(2\,M\,D),$$
$$r = E\,J:M = 2\,E\,J:[K\,(d + z:3)].$$

Aus der Kreisstrecke ist genau genug $\alpha = (b:2 - z):r$

$$\alpha = [K\,(b - 2\,z)\,(d + z:3)]:[2 \cdot 2\,E\,J].$$

Am Außenende ist $a:\sigma = 2\,D:E_h$, $a = 2\,D\,\sigma:E_h$, also $\alpha = 2\,D\,\sigma:(E_h\,z)$ und $K:2 = \sigma\,D\,z:2$, $\sigma = K:(D\,z)$, wenn σ, wie üblich, gleichmäßig über die Breite D wirkend angenommen wird. Demnach ist:

$$\alpha = 2\,D\,K:(D\,z^2\,E_h) = 2\,K:(z^2\,E_h).$$

Aus der Gleichsetzung beider Werte von α folgt:

$$(b - 2\,z)\,(d + z:3)\,(z^2\,E_h) = 8\,E\,J$$

und mit $z^2 = x$, $z = \sqrt{x}$:

$$x^2 - x^{3/2}\,(b:2 - 3\,d) - x \cdot 3\,d\,b:2 = -12\,E\,J:E_h \quad \ldots \quad (9$$

Wäre beispielweise ein 15 cm breites, 18 cm hohes Holz mit Eisenschienen und D = 2,5 cm dicken Bolzen zu laschen, so wäre d = 1 cm, b = 15 cm, E = 2 100 000 kg/qcm, E_h = 100 000 kg/qcm, $J = 2{,}5^4\,\pi:64 = 1{,}92$ cm^4, also lautet Gl. (9):

$$x^2 - x^{3/2} \cdot 4{,}5 - x \cdot 22{,}5 = -12 \cdot 21 \cdot 1{,}92$$

mit der Lösung:

$$x = 23, \quad z = \sqrt{23} = 4{,}8 \text{ cm}.$$

Soll nach Zusammenstellung I $\sigma = s_d$ für Hirnholz auf Eisen = 60 kg/qcm sein, welcher Wert wegen der Kreisgestalt der Druckfläche im Scheitel tatsächlich noch überschritten wird, so darf $K = \sigma\,D\,z = 60 \cdot 2{,}5 \cdot 4{,}8 = 720$ kg sein, M wird dann = 720 (1 + 4,8: 3): 2 = 938 kgcm, also $s = 938 \cdot 1{,}25:1{,}92 = 610$ kg/qcm. Wäre das Holz mit s_z = 110 kg/qcm belastet, so wären $(18 - 2{,}5) \cdot 15 \cdot 110:720 = 35{,}7$ solcher Bolzen nötig. Der Halbmesser der Krümmung wird:

$$r = 2\,100\,000 \cdot 1{,}92:938 = 4280 \text{ cm},$$
$$\alpha = 2 \cdot 720:(4{,}8^2 \cdot 100\,000) = 0{,}000\,627.$$

Die eiserne Lasche müßte in diesem Falle $(18 - 2{,}5) \cdot 15 \cdot 110:(1200 \cdot 2) = 10{,}7$ qcm Nutzquerschnitt haben.

Soll der Bolzen auf Biegen mit s = 1200 kg/qcm voll ausgenutzt werden, so darf $M = 1200 \cdot 1{,}92:1{,}25 = 1850$ kgcm, also $K = 2 \cdot 1850:(1 + 1{,}6) = 1420$ kg sein, denn z ist nach Gl. (9) unabhängig von K; dabei wird:

$$r = 2\,100\,000 \cdot 1{,}92:1850 = 2180 \text{ cm},$$
$$\alpha = 2 \cdot 1420:(4{,}8^2 \cdot 100\,000) = 0{,}001\,235,$$

aber der Druck auf die Laibung:

$$\sigma = 1420:(2{,}5 \cdot 4{,}8) = 119 \text{ kg/qcm},$$

die Zahl der Bolzen $(18 - 2{,}5) \cdot 15 \cdot 110:1420 = 18$. Die Lasche bleibt die obige.

Diese Zahlen zeigen die Unmöglichkeit solcher Verbindungen; die hohen Werte von r und die Kleinheit von α bestätigen die oben aufgestellte Behauptung, daß auch der schärfst eingepaßte, blanke Stahlstab noch genügend Spiel zur Annahme der in Abb. 4 dargestellten Verformung findet. Die Zahl der Bolzen steigt über jede verwendbare hinaus, und entweder werden die Bolzen nicht annähernd ausgenutzt, oder die Pressung zwischen Bolzen und Holz wird an den Enden der Bolzen viel zu hoch. Bei dieser Feststellung ist nur die eine Annahme unsicher, daß sich die Verdrückung des Bolzens im Holze nach Maßgabe der Elastizitätszahl E_h aus der verdrückten Länge 2 D am Bolzenloche ergibt; sichere Unterlagen für diese Annahme sind noch nicht vorhanden; ihre Schaffung durch Versuche würde wertvoll sein, wesentlich weitere Bereiche der Verdrückung werden aber kaum gefunden werden.

Eine beträchtliche Steigerung der Leistung des Bolzens tritt ein, wenn man ihn nach Abb. 5 mit zwei die ganze Höhe h des Holzes durchsetzenden eisernen Druckstücken, oder minder wirksam mit der Nabe der Krallenplatte von Greim ausstattet. Soll der Bolzen voll ausgenutzt werden, so ist das zulässige Moment $M = K\,c:2 = 1200\,J \cdot 2:D$. Wird des Vergleiches wegen das oben gewählte Beispiel mit h = 18 cm, b = 15 cm, s_z = 110 kg/qcm beibehalten, so kann c = 1 cm gesetzt werden, also wird $K = 2 \cdot 1200 \cdot 1{,}92 \cdot 2:2{,}5 = 3700$ kg, die Breite des Druckkörpers $\delta = 3700:(2 \cdot 18 \cdot 60) = 1{,}7$ cm, die Zahl der Bolzen $18\,(15 - 2 \cdot 1{,}7) \cdot 110:3700 = 6{,}2$ statt 35,7, und die Leistung der Verbindung steigt gegen die Lösung mit Holzlaschen ohne Druckkörper (Abb. 2) nach G. (6) mit $a = 18 \cdot 110:[2\,(110 + 30)] = 7{,}05$ cm auf das $[(15 - 2 \cdot 1{,}7) \cdot 18]:[15\,(18 - 2 \cdot 7{,}05)] = 3{,}57$ fache. Der Halbmesser der Biegung des Bolzens bleibt bei gleichem Momente wie oben r = 2180 cm, die Neigung an den Enden ist also nach den Ansätzen zu Gl. (9) (15: 2): 2180 = 0,003 43, worauf bezüglich der Verteilung des Druckes in der Lasche und an den Druckstücken keine Rücksicht genommen zu werden braucht.

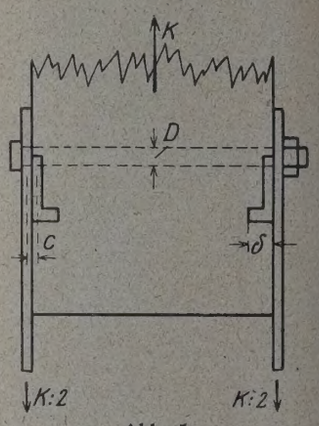


Abb. 5.
Verlaschung mit Eisenlaschen, Durchbolzen und Druckstücken.

Das Druckstück muß das Biegemoment $(K\,h):(2 \cdot 4)$ aufnehmen können; in diesem Falle müßte also das Widerstandmoment unter der Kehle für den Bolzen $(3700 \cdot 18):(8 \cdot 1200) = 7$ cm^3 sein; dem würde ein Winkelstück 48 · 17 · 10 mm genügen.

Diese Zahlen beweisen zwar, daß Bolzenverbindungen mit Eisenlaschen durch Einlegen von Druckstücken oder ähnlich wirkenden Mitteln so verbessert werden können, daß sie ausführbar werden und ein erheblicher Vorteil namentlich der Holzlasche, aber auch dem Bolzen ohne Druckstück gegenüber, entsteht, ja daß der Bolzen durch das Druckstück erst zu einem in Frage kommenden Mittel zur Verbindung von Hölzern wird. Anderseits zeigt aber Textabb. 5 mit den zugehörigen Zahlen, daß die so gewonnene Verbindung immer noch schwerfällig bleibt und die Behauptung nicht umwirft, daß Zugverbindungen in Holz einer wirklich befriedigenden Lösung unzugänglich sind.

5. Knotenbleche.

Die Knoten von hölzernen Fachwerken sind in neuerer Zeit mehrfach in der Weise ausgebildet, daß man alle zu verbindenden Hölzer gleich dick macht oder durch Beilagen auf gleiche Dicke bringt, auf die beiden so entstehenden ebenen Flanken zwei den zu verbindenden Gliedern angepaßte Bleche nach Sommerfeld, oder Platten aus Holz oder Sperrholz nach Christof und Unmack legt und diese mit Bolzen zusammen schraubt, oder wohl gar nur auf die Hölzer nagelt oder leimt. Bei mehrteiligen Trägern werden die Bleche oder Platten auch in die Schlitze zwischen den Teilen gelegt. Daß das Nageln keine brauchbare Lösung gibt, braucht nicht erörtert zu werden; aber auch das Verbolzen kann nach den unter II. 4 über den Bolzen Gesagten nur zum Ziele führen, wenn man die Knoten sorgfältig mit eisernen Druckstücken unter den Knotenblechen, etwa nach Textabb. 5, ausstattet, was bisher wohl nur selten geschehen, mindestens nicht Brauch geworden ist.

Nach Ansicht des Verfassers ist jedoch die Lösung mit Knotenblechen und Druckstücken unter den Bolzen nach den Angaben zu Gl. (9), wenigstens für den Fall, daß auch gezogene Glieder anzuschließen sind, die bislang verläßlichste; für nur gedrückte Glieder ist unter Berücksichtigung von II. 2 in der Regel mit der Versatzung auszukommen, die freilich starke Schwächung des sie aufnehmenden Holzes ergibt.

6. Dübel, Dollen und Keile.

Sind Dübel und Keile von beiden Seiten her gleich belastet, wie beispielweise in der gestrichelten Lage nach Abb. 2 oben rechts, so dienen sie nur der Verbesserung der Aufnahme

von Druck auf Hirnholz und sind nicht eigentlich Mittel zur Verbindung; ihre Maße hängen dann unmittelbar von denen der durch sie verbesserten Verbindung ab.

Zu einem wirklichen Gelenkbolzen gestaltet die Bauart „Cabröl" von Brösel den Rohrdübel, indem er die Gurtung mit eingesetztem Druckstücke, das gezogene Wandglied mit Holzlaschen und dazwischen gesetztem Druckstücke hinter den Rohrdübel, und das gedrückte Wandglied unmittelbar gegen den Rohrdübel im Knotenpunkte treten läßt. Die Druckstücke werden mit Rohrdübeln in ihren Gliedern befestigt. Bei schweren Bauten werden gußeiserne Druckschalen zwischen den Rohrdübel und die Druckflächen der anzuschließenden Druckstücke oder Glieder eingelegt. Gezogene Glieder werden auch mit angebolzten Schleifen aus Bandeisen auf den Rohrdübel gehängt. So ist eine gemischte Bauart entstanden, die in den Knoten und Verbindungen eine erhebliche Anzahl von Eisenteilen erfordert, die nach Regelgrößen abgestuft sind und vorrätig gehalten werden; es handelt sich also nicht mehr um reinen Holzbau.

Verwickelter ist die Wirkung der Dübel, wenn ihre beiden Hälften nach Abb. 1 entgegengesetzt belastet sind, wie bei den Ringdübeln von Tuchscherer, den Doppelkegeln von Kübler und den Rohrdübeln von Brösel. In dieser Lage befinden sie sich beispielweise im verdübelten Träger, sie werden aber, aus Eisen gebildet, neuerdings auch zur Verbindung der Glieder von Tragwerken in Knoten verwendet[6]) und bedürfen dann sorgfältiger Berechnung nach Gl. (1) bis (5), die ihnen nicht immer zuteil wird. Beispielweise läßt man das Gurtholz eines Fachwerkes von den Hälften eines zweifach ausgebildeten Zuggliedes der Wand oder ein einfaches Zugglied der Wand von zwei Gurthölzern umgreifen und setzt zwischen die Teile in beide eingreifende Dübel oder Dollen ein, um die Spannkraft des Wandgliedes abzugeben.

Als solche Mittel zur Verbindung sind Eisenbleche verwendet, die in Sägenschnitte in den Hölzern eingeschoben werden[6]). Diese Bleche gestatten zwar die Schaffung beliebig großer Druckflächen, freilich unter entsprechender Schwächung der Hölzer durch die Sägenschnitte, sind aber für Verbindungen ungeeignete Mittel, da sie das erhebliche, nach Gl. (5) im Dübel wirkende Biegemoment nicht aufnehmen können, abgesehen davon, daß sie manchmal irrtümlich in verkehrter Richtung angeordnet sind; über solche Blecheinlagen braucht also nichts weiter gesagt zu werden, sie sind ungeeignet.

Anders liegt die Sache bezüglich eiserner Ringdübel aus Blech, die zum Kreise gebogen oder als Rohrabschnitte in ringförmige Schnitte in den Hölzern eingetrieben werden und Druckflächen auf der innern und äußern Laibung abgeben sollen. Soweit dem Verfasser bekannt ist, werden diese Dübel nach Tuchscherer rechnungsmäßig nach dem oberen Schnitte der Abb. 6 mit beiden Laibungen auf die ganze im Holze steckende Länge gleichmäßig tragend angesehen. Da es sich um den Druck von Eisen gegen Hirnholz handelt, würde demnach ein 5 cm starker Dübel aus 0,25 cm starkem Bleche oder Rohre, der 2,5 cm tief eingreift, nach Zusammenstellung I $K = 2{,}5\,(5+4{,}5)\cdot 60 = 1430$ kg tragen (Abb. 6). Dabei betrüge die Scherspannung im Holzkerne längs der Faser auf $4{,}5^2\,\pi : 4 = 15{,}9$ qcm Fläche $2{,}5 \cdot 4{,}5 \cdot 60 : 15{,}9 = 42{,}5$ kg/qcm, also etwa dreimal zu viel. Diese Berechnung ist aber nach den Erörterungen unter I zu Gl. (1) bis (5) und Abb. 1 überhaupt unstatthaft, auch ist die Annahme, daß die innere und die äußere Laibung gleichmäßig tragen, mindestens sehr unzuverlässig. Die Ringdübel werden offen verwendet, damit sie sich den Druckflächen durch Aufbiegen anschließen können; damit wird aber ihr Widerstand gegen Verbiegen im ganzen vermindert.

Nach Gl. (3) ist die wahre Kantenpressung für $K = 1430$ kg, $b = 5 + 4{,}5 = 9{,}5$, $l = 2{,}5$ (Abb. 1 u. 6) $\sigma = (4 \cdot 1430) : (9{,}5 \cdot 2{,}5) = 242$ kg/qcm, also viermal so groß, wie angenommen war. Nach Gl. (5) hat der Dübel das Moment $M = 4 \times 1430 \cdot 2{,}5 : 27 = 530$ kgcm aufzunehmen, das gibt bei dem Widerstandmomente $W = [(5^4 - 4{,}5^4)\,\pi \cdot 2] : [64 \cdot 5] = 4{,}2$ cm³, $s = 530 : 4{,}2 = 126$ kg/qcm Biegespannung, die Scherspannung ist bei $(5^2 - 4{,}5^2)\,\pi \cdot 4 = 3{,}52$ qcm Querschnitt $1430 : 3{,}52 = 407$ kg/qcm. Der Ringdübel wäre also in sich reichlich stark, er überlastet aber den Holzkern auf Abscheren und die Pressung zwischen Dübel und Hirnholz in so hohem Maße, daß die zweckmäßige Bemessung sehr erschwert erscheint. Dabei ist noch nicht berücksichtigt, daß die Verteilung des Druckes auf eine ebene statt auf eine walzenförmige Fläche vorausgesetzt ist, wodurch sich die tatsächliche Pressung am Dübel nochmals wesentlich erhöht.

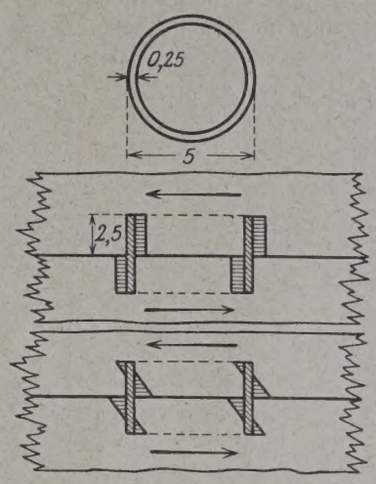


Abb. 6. Ringdübel Tuchscherer.

Diese Art der Verbindung ist demnach nicht entwickelungsfähig, wenn man nicht zu übergroßen Zahlen von Dübeln greifen will, die in der Regel nicht Platz finden werden und auch nicht gleichmäßig zusammen wirken.

7. Verkämmungen und Verblattungen.

Diese sehr häufigen Verbindungen, deren fester Schluß durch Bolzen zu sichern ist, können nur für nebensächliche Zwecke bei kleinen Kräften in Frage kommen, da sie aus den bei den Zugverbindungen in Holz unter II. 3. zu Abb. 2 erörterten Gründen bei Anordnung großer Tragflächen sehr starke Schwächungen der Hölzer durch Ausschneiden ergeben, bei kleinen Druckflächen aber selbst wenig leisten. Der Vollständigkeit halber mag auf sie hingewiesen werden, zur Durchbildung schwerer Tragwerke für große Kräfte eignen sie sich nicht. (Schluß folgt.)

DER WETTBEWERB FÜR ENTWÜRFE ZU EINER VERBINDUNG ÜBER DEN LIMFJORD ZWISCHEN AALBORG UND NÖRRESUNDBY IN DÄNEMARK.

Vom Geheimen Baurat Schaper, Berlin.

(Fortsetzung von Seite 523).

12. „Problem".

Verfasser: Brückenbau Flender A.-G. in Benrath und Dyckerhoff und Widmann A.-G., Tiefbau-Unternehmung in Biebrich a. Rh.

Die neue Verbindung liegt rechtwinklig zur Stromrichtung (Abb. 68), sie mündet in Nörresundby an alter Stelle in die Brogade und in Aalborg westlich von der alten Stelle in die Egholmsgade ein. Eine Unterführung der Kaistraßen und der Hafengleise ist nicht vorgesehen. Der Schiffdurchlaß liegt in der Mitte der neuen Verbindung; er ist mit einer einarmigen Klappbrücke überspannt, die von zwei festen Pfeilern getragen wird. Für die Überbrückung der sich an den Schiffdurchlaß anschließenden Teile des Limfjord sind in erster Linie weitgespannte, fachwerkartige eiserne Überbauten in Auslegerträgerform über je 3 Öffnungen mit festen Pfeilern

[6]) Ein Beispiel wurde in der Deutschen Bauzeitung 1918 Nr. 75 mitgeteilt, das hier noch angezogen werden wird.

(Abb. 69), daneben aber auch kleinere eiserne Überbauten mit vollwandigen Hauptträgern auf Pontons (Abb. 70) vorgeschlagen. Die Pfeiler sollen auf Pfahlrost gegründet werden. Die Pontons sind in Eisen und auch in Eisenbeton entworfen worden.

Für die gewählte Lage der Brücke waren verkehrstechnische und durch die Baugrundverhältnisse bedingte wirtschaftftliche Gründe maßgebend. Für die Klappbrücke wurde

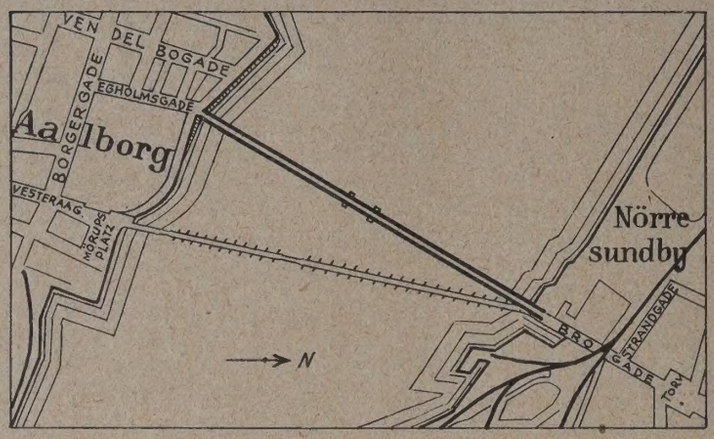


Abb. 68. Lageplan.

die einarmige Form anstelle der zweiflügeligen gewählt, weil sie nur einen großen Klappenpfeiler mit Keller erfordert, ihre Lagerung im geschlossenen Zustande sicherer als bei der zweiflügeligen Artist und der teure doppelte Antrieb vermieden wird. Sie soll nach der Bauart Scherzer gebaut werden (vgl. Abb. 73).

Die eisernen Überbauten des Hauptvorschlages besitzen beiderseits in den Seitenöff nungen 60 m, und in der Mittelöffnung

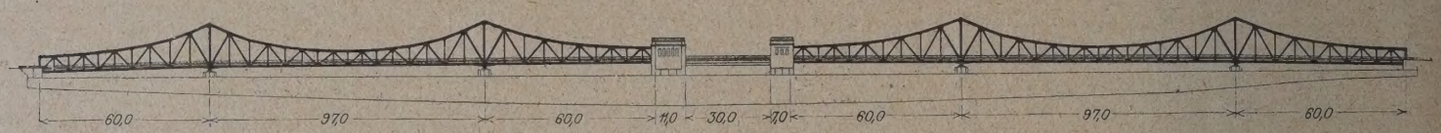


Abb. 69. Übersicht der Brücke.

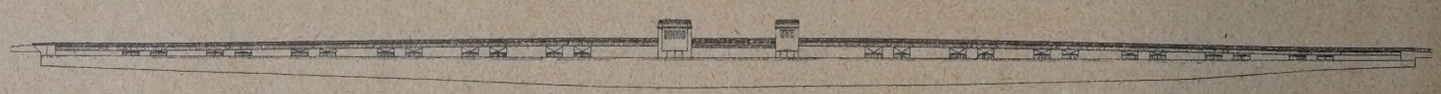


Abb. 70. Pontonbrücke.

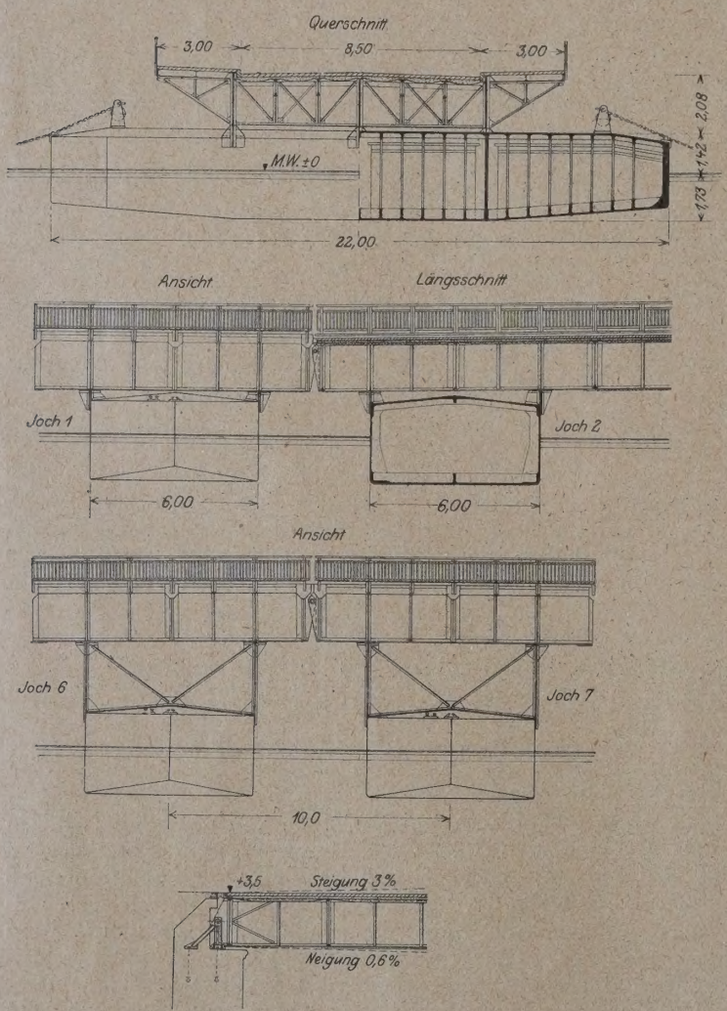


Abb. 71. Einzelheiten der Pontons.

97 m Stützweite. Die Hauptträger der Seitenöffnungen kragen 26,5 m in die Mittelöffnung vor und stützen hier einen 44 m weit gestützten Schwebeträger. Die Höhe der Hauptträger beträgt an den Enden und in der Mitte 5 m, über den Mittelpfeilern 15 m. Die Hauptträger liegen zwischen Fahrbahn und Fußsteigen. Ihre Obergurte haben nur über den Mittelpfeilern eine portalartige Querverbindung erhalten.

Die einzelnen Überbauten der Pontonbrücke sind je 30 m lang und werden von je zwei Pontons getragen; sie besitzen 3 vollwandige Hauptträger (Abb. 71), die 4,5 m Ab-

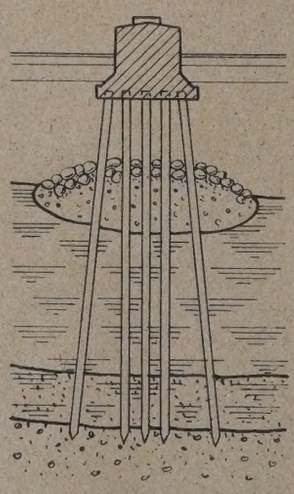


Abb. 72. Strompfeiler.

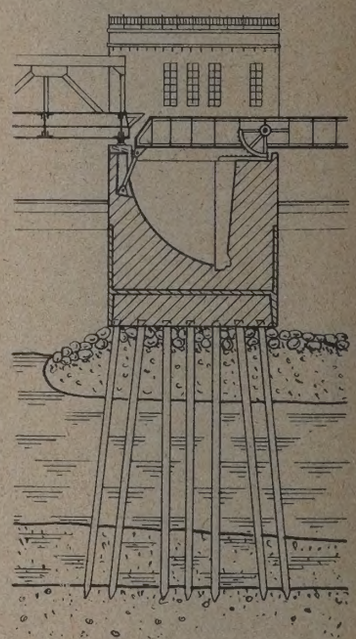


Abb. 73. Klappbrückenpfeiler mit Keller.

stand haben und sich auf die landwärts liegenden Pontons unmittelbar und auf die weiter vom Lande abliegenden Pontons mit eisernen Böcken stützen. Die Hauptträger benachbarter Überbauten sind durch Bolzengelenke miteinander verbunden (Abb. 71). Die Pontons sind nach beiden Seiten in der Stromrichtung verankert; die Ankerketten laufen über Winden auf den Pontons, um bei wechselnden Wasserstand ihre Länge regeln zu können.

Alle Pfeiler sollen auf einem Rost aus Eisenbetonpfählen gegründet werden. Nach Vollendung der Rammarbeiten soll um die Pfähle in die obere Schlammschicht hinein eine Sandinsel geschüttet werden (Abb. 72 u. 73), die in der Klappbrückenöffnung über die ganze Breite dieser Öffnung ausgedehnt werden soll, um hier Aufwühlungen der Schlammschicht durch Schiffe vorzubeugen. Die Pfeilerschäfte sollen bei den Land- und Mittelpfeilern (Abb. 72) mit Hilfe von Taucherglocken, bei den Klappbrückenpfeilern (Abb. 73) mit Hilfe des Druckluftverfahrens aufgebracht werden. Bei den Land- und Strompfeilern dient die Sandinsel zur Verringerung der Knicklänge der Pfähle, bei den Klappbrückenpfeilern zur einstweiligen Unterstützung der Senkkästen und als Unterlage für den Beton, mit dem der Arbeitsraum der Senkkästen ausgefüllt wird. Der Vorschlag für die Gründung der Land- und Mittelpfeiler ist dem Vorschlage des mit einem ersten Preise ausgezeichneten Entwurfes „Vidtspaendende" sehr ähnlich und die für die Klappbrückenpfeiler vorgeschlagene Gründungsart ist die, welche beim angekauften Entwurf „Felix" vom Preisgericht besonders lobend hervorgehoben ist.

Um einen wirtschaftlichen Vergleichsmaßstab zwischen den vorgeschlagenen Gründungsarten und der Gründung durch Absenken der Pfeiler bis auf den tragfähigen Baugrund mit Hilfe von Druckluft zu schaffen, ist auch diese Gründungsart für einen Pfeiler eingehend entworfen worden. Der Vergleich hat die wirtschaftliche Überlegenheit der vorgeschlagenen Gründungsart ergeben.

Der Entwurf hat den Beifall des Preisgerichtes, das die sorgfältige Durcharbeitung allerdings anerkennt, nicht gefunden, weil die Pfeiler zu wenig und zu schwach geneigte Schrägpfähle aufweisen und das Aussehen der Brücke nicht befriedigt. Da die vorgeschlagenen Gründungsarten grundsätzlich bei anderen Entwürfen die volle Anerkennung des Preisgerichtes gefunden haben, so hätte der Umstand, daß vielleicht zu wenig Schrägpfähle vorgesehen sind, nicht zu einer Ablehnung des Entwurfes führen sollen. U. E. ist auch das Aussehen der Brücke des Hauptvorschlages durchaus nicht unbefriedigend. Wir hätten dem Entwurf daher mehr Anerkennung gegönnt.

13. „Fugleflugt".

Verfasser: Architekt Aal Cock Clausen, Kopenhagen unter Beteiligung einer deutschen Brückenbauanstalt.

Die neue Verbindung, eine Brücke mit eisernen Überbauten auf Pfeilern, die mit Druckluft auf dem tragfähigen Baugrund gegründet werden sollen, liegt fast rechtwinklig zum Strom, sie schließt in Nörresundby an alter Stelle und in Aalborg rd. 100 m westlich von der Einmündung der Pontonbrücke an. In der Mitte der Brücke liegt eine zweiarmige Drehbrücke, an diese schließen sich auf beiden Seiten feste Überbauten in Gestalt von Auslegerträgern über je zwei Öffnungen mit 81,96 m Stützweite an (Abb. 74). Eine Unterführung der Hafengleise ist nicht geplant.

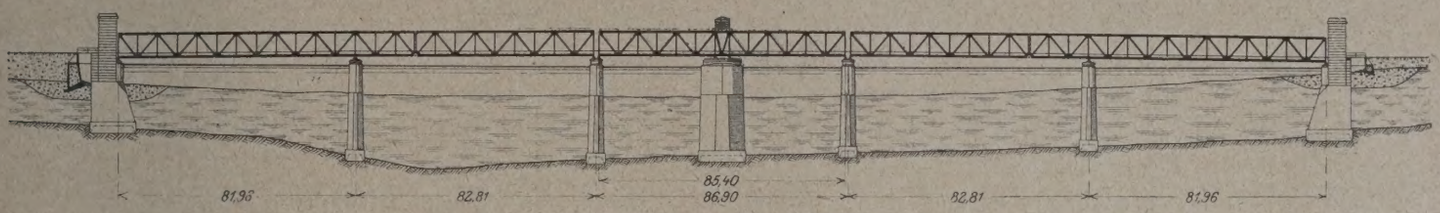


Abb. 74. Übersicht der Brücke.

Die eisernen Überbauten sind Parallelfachwerkträger von 8 m Höhe, deren Gurtungen der Fahrbahn parallel laufen. Die Gründe für die Wahl dieser Trägerart waren Rücksichten auf das Einfügen der Brücke in die flache Meereslandschaft und auf das Zusammenstimmen mit der Eisenbahnbrücke. Die die äußersten Öffnungen überbrückenden Überbauten kragen 20,49 m mit 3 Feldern in die Nachbaröffnungen vor und stützen hier die 61,47 m weit gestützten Schwebeträger. Die Hauptträger mit 10,20 m Mittenabstand liegen zwischen Fahrbahn und Gehwegen. Die Hauptträger der Drehbrücke (Abb. 75) zeigen dieselbe Höhe und dasselbe System wie die Hauptträger der festen Überbauten. Die Felder haben bis auf das mittelste 5 m lange Feld die Weite von 6,70 m. Im geschlossenen Zustande der Drehbrücke sind die Hauptträger auf 3 Stützen gelagert, die Stützweite jeder der beiden Öffnungen beträgt 42,70 m. Für die Wahl einer zweiarmigen Drehbrücke war der Umstand maßgebend, daß die Eisenbahnbrücke ebenfalls mit einer zweiarmigen Drehbrücke ausgestattet ist, und es daher angezeigt erschien, die durch diese Drehbrücke geschaffene Trennung der entgegengesetzten Fahrrichtungen auch für den Schiffdurchlaß der neuen Brücke beizubehalten, was nur durch Anordnung einer zweiarmigen Drehbrücke möglich war. Es sind zwei Durchlaßöffnungen von je 30 m lichter Weite vorhanden.

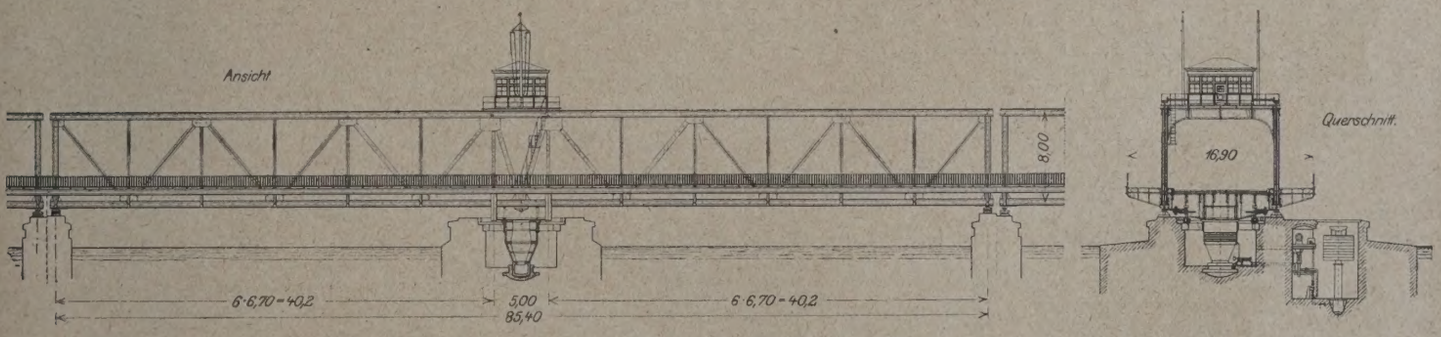


Abb. 75. Drehbrücke.

Der Königstuhl in der Mitte der Drehbrücke ruht auf Druckwasser. Soll die Brücke gedreht werden, so wird so lange Druckwasser unter den Königstuhl gepumpt, bis die

Drehbrücke so weit gehoben ist, daß sie von den Lagern frei kommt. Die Seitendrucke von Wind während des Drehens und im geöffneten Zustande werden von einem stählernen Führungsring am oberen Rande der Königstuhlkammer aufgenommen. Aus den Verkehrslasten erhält der Königstuhl keine Beanspruchung. Diese werden von besonderen Lagerkörpern unter den Hauptträgern in der Mitte aufgenommen.

Die Pfeiler sollen nach dem Vorbilde beim Bau der Drehbrücke im vereinigten Senkbrunnen- und Druckluftverfahren gegründet werden. Da die Verfasser fürchten, daß die Pfeiler beim Absenken durch die Schlammschicht nicht durch die Reibung im Gleichgewicht gehalten werden, so sollen die Senkkästen so lange von schwimmenden Gerüsten aus geführt werden, bis sie festere Bodenschichten erreicht haben. Damit nun die Spindeln, mit denen die Pfeiler an den schwimmenden Rüstungen hängen, nicht zu stark belastet werden, erhält der Pfeiler einen stets bis über den Wasserspiegel reichenden wasserdichten Schutzmantel aus Eisen, innerhalb dessen der Pfeiler soweit hochgemauert wird, daß er absinkt, aber die Spindeln nicht zu stark belastet. Die Reibung zwischen Pfeiler und Schlammschicht ist natürlich so groß, daß der Pfeiler bei steigendem Wasser nicht aus der Schlammschicht herausgezogen wird. Es müssen also Vorkehrungen getroffen werden, durch die eine Überlastung der Spindeln bei steigendem Wasser verhütet wird. Zu dem Zwecke erhalten die allerseits geschlossenen Pontons im Boden Öffnungen, durch die mit Hilfe von Preßluft der Wasserstand in den Pontons so geregelt werden kann, daß die Spindelbelastung von dem wechselnden äußeren Wasserstand unabhängig wird. Beim Schiefstellen des Pfeilers während des Absenkens kann die senkrechte Lage jederzeit durch Einlassen von Druckluft in das eine der beiden Schwimmpontons wiederhergestellt werden. Die Pfeiler erhalten zum Schutz gegen den Angriff des Meereswassers einen Mantel aus 2 Stein starkem Klinkermauerwerk in Hochofenzementmörtel. Der Kern des Pfeilers wird aus Beton gebildet.

Die baulichen Einzelheiten der Brücke sind gut und sachgemäß durchgearbeitet. Ihr Aussehen befriedigt aber nicht sonderlich, es ist zu eintönig.

14. „Und dennoch".

Verfasser: Dr.-Ing. J. Thieme in Buxtehude.

Die vorgeschlagene Verbindung, eine Brücke mit eisernen Überbauten, liegt nicht so schief wie die alte Brücke zur Stromrichtung. Ihr südlicher Anschluß ist um 70 m gegen die Einmündung der alten Brücke nach Westen verschoben, der bestehende nördliche Anschluß ist beibehalten. Für die Hafengleise sind keine Unterführungen vorgesehen (Abb. 76). Die Öffnung mit dem beweglichen Überbau liegt in Brückenmitte. Zu beiden Seiten schließen sich je zwei über die Fahrbahn hinausragende Überbauten mit ungefähr 105 m Stützweite an. Der bewegliche Überbau ist als zweiflügelige Klappbrücke nach dem System Scherzer geplant; die Klappen sollen sich im geschlossenen Zustande — ähnlich dem Vorschlage des Entwurfes „Nach Skagen" — nach Art eines Dreigelenkbogens gegeneinander abstützen. Die festen Überbauten sind versteifte Stabbögen mit ausgefachtem Mittelfeld, eine Bauart, welche dem Verfasser durch D. R. P. 298 738 geschützt ist[1]). Das ausgefachte Mittelfeld bringt wohl eine Ersparnis von einigen Tonnen Eisen und verleiht dem Träger auch etwas größere Steifigkeit, vernichtet aber die Schönheit der Trägerart des versteiften Stabbogens. Die vorgeschlagene Trägerart ist hier, wo das gute Aussehen eine Hauptrolle spielt, nicht am Platze.

Alle Pfeiler sollen mit Hilfe des Druckluftverfahrens gegründet werden. Sie zeigen sehr schlanke Formen, auch die Schäfte der Klappbrückenpfeiler sind sehr schlank gehalten. Auf die Schäfte der letzteren setzen sich die Klappenkellerräume mit einseitiger Auskragung auf (Abb. 76). Zur Aufnahme der aus diesen Auskragungen herrührenden Kippmomente sind die Klappbrückenpfeiler unter Wasser durch Längsriegel verbunden. Die Zweckmäßigkeit und Ausführbarkeit dieser Anordnung ist sehr zweifelhaft.

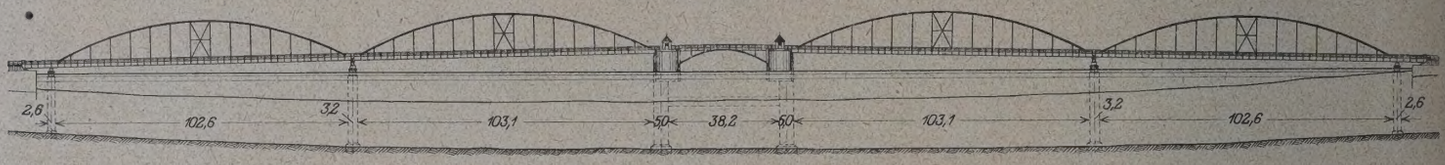


Abb. 76. Übersicht der Brücke.

Die Aufgabe, welche der vorliegende Wettbewerb stellte, konnte bei der Kürze der für die Bearbeitung zur Verfügung stehenden Zeit mit Erfolg nur von größeren Werken oder von einer Gruppe von Ingenieuren gelöst werden; sie stellte Anforderungen, die weit über die Kraft eines einzelnen hinausgingen. Das zeigt auch die Ducharbeitung des Entwurfes „Und dennoch", der von dem Verfasser allein ohne Inanspruchnahme weiterer Kräfte aufgestellt ist. Es ist kein Wunder, daß der Entwurf unter diesen Umständen keine Anerkennung fand.

15. „A. B. C."

Verfasser: Oberingenieur Hans Badstein, jetzt technischer Direktor der Fa. Thürmer u. Neumann in Leipzig, und Architekt Bruno Taut, Stadtbaurat in Magdeburg.

Die neue Verbindung soll in Gestalt einer Brücke mit eisernen Überbauten (Abb. 77) an alter Stelle den Limfjord überschreiten. Die Pfeiler, die mit Hilfe des Druckluftverfahrens auf dem tragfähigen Baugrund gegründet werden sollen, stehen schief zur Brückenachse in der Stromrichtung. Für die Eisenbahngleise auf der Seite von Nörresundby ist eine Unterführung unter dem an die Brücke anschließenden Damm vorgesehen. Auch auf der Aalborger Seite liegt der Landanschluß der Brücke so hoch, daß die Hafengleise später nach Bedarf unterführt werden können. Der Schiffsdurchlaß liegt in Brückenmitte, er wird von einer zweiflügeligen Klappbrücke mit festen Drehachsen überbrückt. Die Hauptträger sind vollwandig und parallelgurtig. Im geschlossenen Zustande der Brücke werden die Hauptträger der beiden Klappen durch drei Riegel miteinander verbunden. Der eine liegt in der Nähe des Obergurtes und besteht aus einer Spindel, welche ein zur Übertragung der Druckspannungen geeignetes Stahlgußlager vortreibt, der zweite ist in der Nähe des Untergurtes angeordnet und besteht aus einer Spindel, welche eine zur Aufnahme der Zugspannungen bestimmte Schraube in eine Stahlgußmutter der anderen Klappe hineintreibt. Der dritte Riegel schließlich dient zur Aufnahme der senkrechten

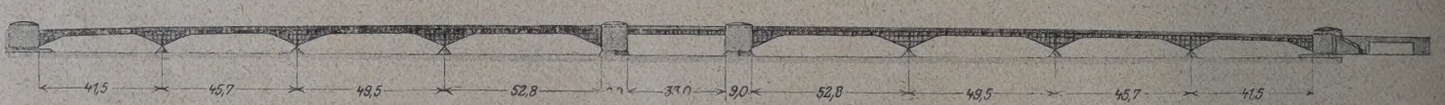


Abb. 77. Übersicht der Brücke.

[1]) Vergl. „Der Brückenbau" 1918, Heft 1—3.

Querkräfte. Durch diese Verriegelungen werden die Hauptträger der beiden Klappen zu einem biegungsfesten Ganzen zusammengeschlossen.

Die festen Überbauten zeigen durchlaufende doppel- und vollwandige Hauptträger, welche durch Einschaltung

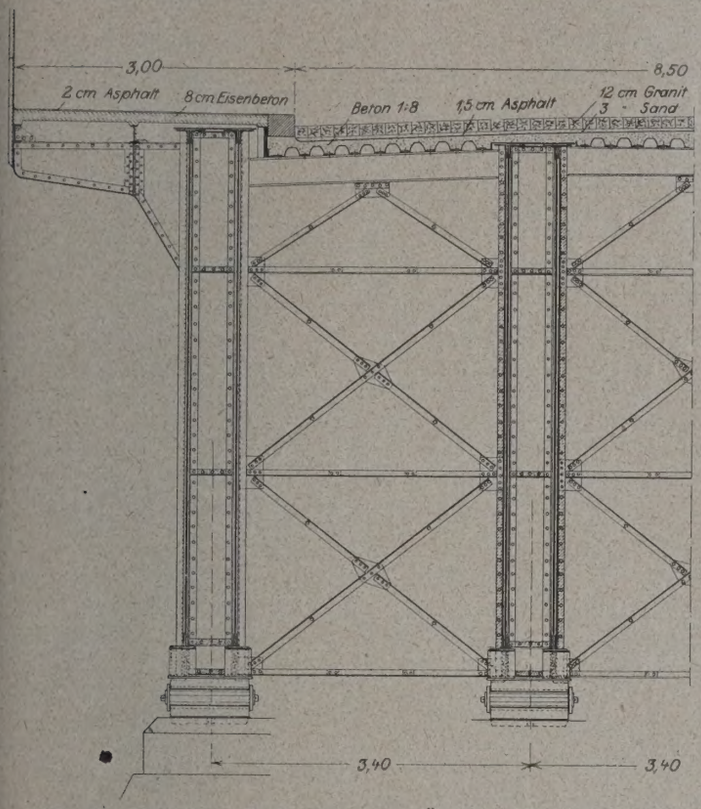


Abb. 78. Querschnitt durch einen festen Überbau über einem Pfeiler.

von Gelenken statisch bestimmt gemacht sind. Über den Stützpunkten sind die Untergurte zur Betonung der Pfeiler und zur Anpassung der Trägerhöhe an die Momente stark heruntergezogen. Hier ist u. E. des Guten zuviel geschehen. Das starke Anschwellen der Trägerfläche stört die Harmonie des Brückenbildes. Die Stützweiten der festen Überbauten nehmen in demselben Verhältnis wie die Durchfahrthöhen über dem Wasserspiegel nach dem Lande zu ab, sie betragen 52,8 m, 49,5 m, 45,7 m u. 41,5 m. Jeder Überbau hat 4 Hauptträger mit 3,40 m Mittenabstand (Abb. 78). Zwischen die Hauptträger sind Querträger gespannt, welche die längsliegenden Belageisen unmittelbar tragen. Die Fahrbahndecke besteht aus Granitkleinpflaster, das unter Einschaltung einer 3 cm starken Sandschicht und einer Schutzschicht aus Asphalt auf Beton ruht. Die 3 m breiten Fußsteige werden von Konsolen gestützt.

Das Preisgericht tadelt die Lage der Brücke an der Stelle der alten Brücke und die Anordnung von ziemlich kleinen Öffnungen, wodurch sich für einzelne Pfeiler sehr große, unwirtschaftliche Gründungstiefen ergeben, und äußert sich nicht befriedigt über das Aussehen der Brücke.

Das Brückenbild ließe sich u. E. durch Ermäßigung der Hauptträgerhöhen über den Pfeilern so verbessern, daß man mit dem Aussehen der Brücke sehr zufrieden sein könnte. Die beiden Teile mit den festen Überbauten sind durch die kräftigen, aber nicht aufdringlichen Aufbauten auf den Klappenpfeilern und den Landwiderlagern zu geschlossenen Gliedern

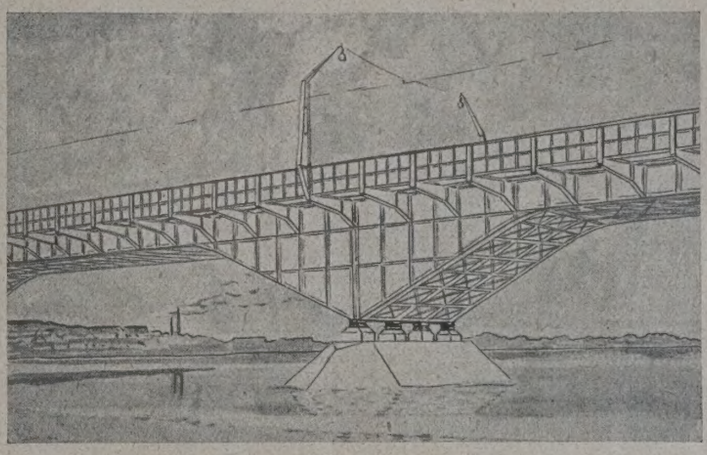


Abb. 79. Ansicht eines festen Überbaues über einem Pfeiler.

zusammengefaßt. Durch die Zunahme der Stützweiten mit den Durchfahrthöhen über dem Wasserspiegel kommt eine gute Steigerung in das Brückenbild. Die weit vorkragenden Konsolen der Fußsteige beleben die Flächen der Hauptträger gut (Abb. 79). Die Klappbrückenöffnung ist durch die kräftigen Pfeiler mit ihren Aufbauten richtig betont (Abb. 80), und der bewegliche Überbau selbst ist durch die niedrigen, parallelgurtigen Hauptträger und durch das Geländer, das im Gegensatz zu dem vollwandigen Geländer der festen Überbauten durchbrochen ist, in seiner Zweckbestimmung gut gekennzeichnet. (Fortsetzung folgt.)

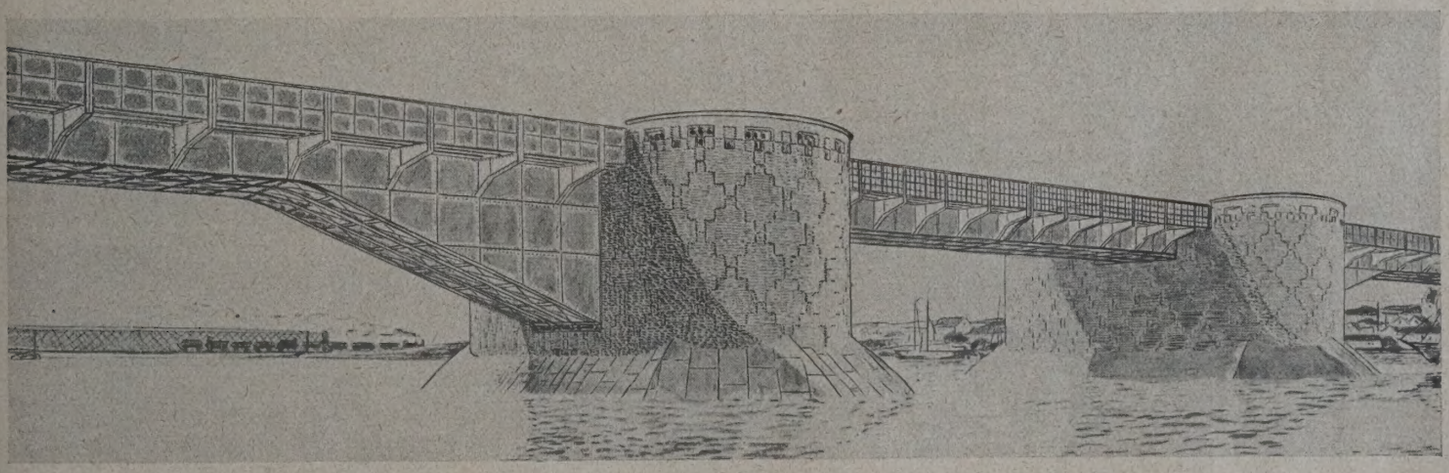


Abb. 80. Ansicht der Klappbrücke.

DIE GLEICHWERTIGKEIT VON MAUERWERK UND EISENBETON GEGEN EXZENTRISCHE DRUCKKRÄFTE.

Von Prof. Dr. Ing. Kögler, Freiberg.

Bei verschiedenen baustatischen Aufgaben tritt die Frage auf, welcher Eisenbetonquerschnitt einem gegebenen Mauerquerschnitt gleichwertig ist gegenüber einer exzentrisch wirkenden Längskraft; sei es, daß es sich um Vergleichsentwürfe für Gewölbe oder Stützmauern (im weitesten Sinne des Wortes) handelt, sei es, daß beim Entwurfe des Ausbaues eines Tunnels oder Stollens, eines Schachtes oder einer Strecke auf die aus der Erfahrung gewonnenen Maße der Mauerungsstärke zurückgegriffen werden soll[1]). Wenn die in den beiden zu vergleichenden Baustoffen zugelassenen Spannungen gegeben sind, so kann man die Abmessungen des Eisenbetonquerschnitts, der einem bestimmten Mauerquerschnitt gleichwertig ist, d. h. dieselbe Längskraft N bei gleicher Außermittellage aufzunehmen vermag, aus einer Zahlentafel oder einer zeichnerischen Darstellung entnehmen, deren Mitteilung auch für die Leser dieser Zeitschrift von Belang sein dürfte.

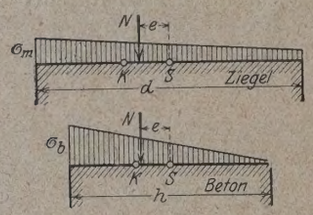


Abb. 1. Längskraft im Kern beider Vergleichsquerschnitte

Für den Vergleich zwischen 2 Wandungen aus Mauerung und Eisenbeton ist folgender Gedankengang[1]) einzuschlagen:

Auf den Mauerwerksquerschnitt von der Stärke d (Abb. 1) und der Tiefe 1 cm wirke eine Längskraft N im Abstand e von der Querschnittsmitte S. Die gleiche Beanspruchung erfährt der Betonquerschnitt von der Stärke h und der Tiefe 1 cm. Im erstern entsteht die Beanspruchung σ_m, im letztern σ_b. Wenn diese Werte als zulässig gegeben sind, so läßt sich h zu d unmittelbar in Beziehung setzen und somit der dem Ziegelquerschnitte gleichwertige Beton- bzw. Eisenbetonquerschnitt finden. Die Größe und Lage der Kraft N braucht nicht bekannt zu sein. Dabei sind je nach der Lage von N, die ja ganz beliebig ist, 3 Fälle zu unterscheiden:

I. N liegt im inneren Drittel (Kern) sowohl von d als auch von h.

Die Spannungen berechnen sich dann nach der Formel:

$$\sigma = \frac{N}{F} \pm \frac{Ne}{W} = \frac{M_k}{W},$$

wenn M_k das Moment von N in bezug auf die Kernpunkte K bezeichnet. Auf die einzelnen Querschnitte angewendet, liefert das die größten Druckbeanspruchungen:

$$\sigma_m = N\frac{e+\frac{d}{6}}{\frac{d^2}{6}}, \sigma_b = N\frac{e+\frac{h}{6}}{\frac{h^2}{6}} \quad \ldots\ldots\ldots (1$$

Nennt man ν das Verhältnis der zulässigen Beanspruchungen σ_m im Mauerwerk und σ_b im Beton, $\nu = \frac{\sigma_m}{\sigma_b}$, und bezeichnet man noch das Verhältnis der Exzentrizität e zur Stärke d des Ziegelquerschnitts mit $\varepsilon = \frac{e}{d}$, so folgt nach Umrechnung:

$$\frac{h}{d} = \frac{\nu \pm \sqrt{\nu^2 + 24\,\varepsilon\,\nu\,(6\,\varepsilon + 1)}}{2\,(6\,\varepsilon + 1)} \quad \ldots\ldots\ldots (2$$

Selbstverständlich kann ε alle Werte haben von o bis zum größten Werte, der dadurch bestimmt ist, daß $e < \frac{1}{6}h$ bleibt, d. h. die Längskraft N auch im neuen Querschnitte h nicht aus dessen Kern heraustritt.

[1]) Ausführlich behandelt: Glückauf 1921 Nr. 10 und 11.

Trägt man, wie dies in Abb. 3 geschehen, die $\varepsilon = \frac{e}{d}$ als Abszissen, die h als Ordinaten auf, so ergibt sich für jeden Wert von ν je eine Kurve, deren Geltungsbereich gemäß der obigen Formel (2) sich von $\varepsilon = o$ aus verschieden weit erstreckt, und zwar um so weiter, je größer h ist.

II. N liegt im Kern des einen und außerhalb des Kernes des anderen Querschnittes.

Dieser Fall hat wenig Bedeutung. Der Geltungsbereich II ist entsprechend der Voraussetzung nicht sehr umfangreich und in Abb. 3 gekennzeichnet.

III. N liegt außerhalb der Kerne beider Vergleichsquerschnitte.

a) Der Beton kann nur Druck aufnehmen. Auch hier sei eine Rechnung zunächst für nicht bewehrten Beton durchgeführt; die Spannungsverteilung ist in Abb. 2a und b dargestellt. Es gilt folgende Beziehung:

$$\sigma_m = \frac{2N}{3\left(\frac{d}{2} - e\right)}; \quad \sigma_b = \frac{2N}{3\left(\frac{h}{2} - e\right)} \quad \ldots\ldots\ldots (3$$

oder:

$$\frac{h}{d} = \nu + 2\,\varepsilon\,(1 - \nu) \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots (4$$

die in Abb. 3 durch Gerade dargestellt wird, die für $\varepsilon = o$ die Ordinaten ν haben, für $\varepsilon = 0{,}5$ sämtlich die Ordinate 1 besitzen.

b) Der Beton kann auch Zug aufnehmen. Die vorstehenden Betrachtungen gehen, wie schon erwähnt, von der Voraussetzung aus, daß der Beton keine nennenswerte Zugfestigkeit aufweise, daß er also nur auf Druck in Anspruch zu nehmen sei. Es leuchtet ein, daß hierbei die größere Druckfestigkeit des Betons so gut wie gar nicht zur Wirkung kommt und daß, wie Abb. 3 deutlich zeigt, der Betonquerschnitt, je größer die Exzentrizität der Längskraft N wird, sich um so mehr der Abmessung des Mauerquerschnittes nähern muß, da ja eben gemäß Abb. 2b nur ein u. U. kleiner Teil von h gedrückt wird.

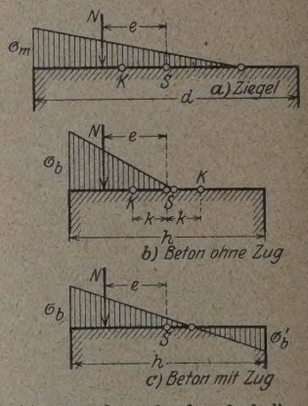


Abb. 2. Längskraft außerhalb der Kerne beider Vergleichsquerschnitte.

Viel wichtiger ist es, den Zusammenhang zwischen h und d festzustellen, wenn der Beton Zugfestigkeit besitzt, denn diese kann man ja durch Einlegen von Eisen jederzeit mit Sicherheit herstellen. In dem Mauerquerschnitt darf natürlich nur Druck auftreten (vgl. Abb. 2a und c). Die Rechnung liefert in Anlehnung an das Obige folgende Gleichung:

$$N = \frac{3}{2}\sigma_m\left(\frac{d}{2} - e\right) = \frac{\sigma_b h^2}{\sigma_e + h} \quad \ldots\ldots\ldots (5$$

oder:

$$\frac{h}{d} = \frac{3}{8}\nu\,(1 - 2\,\varepsilon) \pm \sqrt{\left(\frac{3}{8}\nu\,(1 - 2\varepsilon)\right)^2 + \frac{9}{2}\nu\,\varepsilon\,(1 - 2\varepsilon)} \quad \ldots (6$$

Die Kurven, die den Zusammenhang zwischen $\frac{h}{d}$ und ε darstellen, sind in Abb. 3 stark gezeichnet; sie beginnen sämtlich bei $\varepsilon = 0{,}167$; selbstverständlich erstreckt sich in diesem Falle der Geltungsbereich der Kurven I bis zu dieser Grenzgeraden, so daß sich dadurch der Zusammenhang von selbst herstellt.

Entgegen dem Fall IIIa zeigt sich, daß für jeden Wert von ν ein gewisses Maximum von $\frac{h}{d}$ besteht.

Da die angreifende Kraft N jede beliebige Lage, also auch die diesen Größtwerten entsprechende Lage haben kann, so muß man den Beton, der als gleichwertiger Ersatz für Ziegelmauerwerk eintreten soll, natürlich nach dem Maximum von $\frac{h}{d}$ bemessen. Ist es aus irgend einem Grunde erforderlich, die zulässigen Zugspannungen im Beton auf einen bestimmten Wert σ_{bz} zu begrenzen, so sind die Momente auf den der Längskraft N näher liegenden Kernpunkt zu beziehen; der Rechnungsgang liefert dann die Gleichung:

$$\frac{h}{d} = -\frac{3}{8}\nu_z(1-2\varepsilon) + \sqrt{\left(\frac{3}{8}\nu_z(1-2\varepsilon)\right)^2 + 4{,}5\,\varepsilon\,\nu_z(1-2\varepsilon)} \quad \ldots (7$$

wenn $\nu_z = \frac{\sigma_m}{\sigma_{bz}}$ bezeichnet.

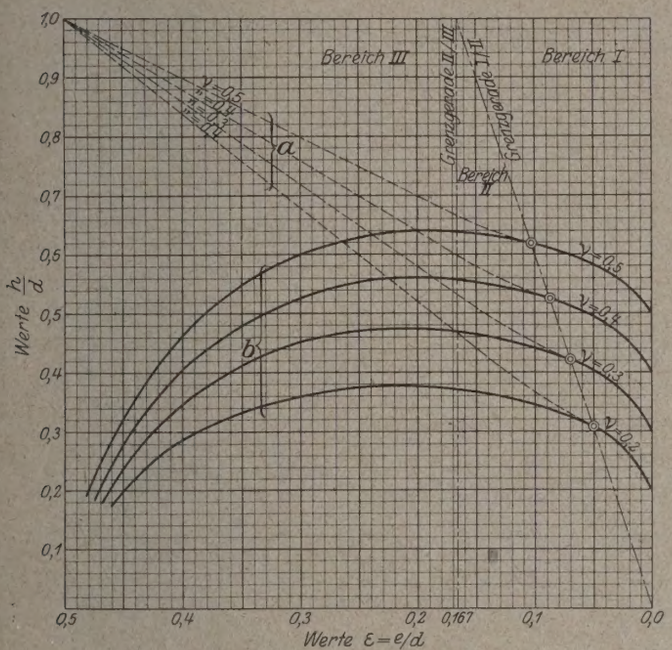


Abb. 3. Erforderliche Wandstärke h eines unbewehrten Betonquerschnittes, der einem Mauerquerschnitte von der Stärke d gleichwertig sein soll, wenn sich die zulässige Druckspannung σ_m im Mauerwerk zu σ_b im Beton wie $\nu = \frac{\sigma_m}{\sigma_b}$ verhält.

Die Kurven haben auch wieder ihr Maximum dicht um $\varepsilon = 0{,}2$ herum. Es beträgt

Zahlentafel 1.

für $\nu_z =$	6	4	2	1
$\frac{h}{d} =$	0,9	0,82	0,68	0,543

c) Der Beton ist zur Aufnahme der Zugspannungen durch Eisen bewehrt. Um die erforderlichen Eiseneinlagen zu ermitteln, sei zunächst eine Annäherungsformel entwickelt. Die nutzbare Querschnitthöhe sei 0,94 h, die infolge des Biegungsmomentes gedrückte Betonzone etwa $^1/_3$ h. Dann ist der Abstand der Eiseneinlagen f_e von der Druckmittelkraft D gleich rund $^5/_6$ h, und die notwendige Eisenmenge ergibt sich zu $f_e = \frac{M}{\sigma_e \cdot {}^5/_6\,h}$.

Nimmt man an, daß die zulässige Eisenspannung das ν'-fache der Betonspannung betrage, also $\sigma_e = \nu'\sigma_b$ sei, und drückt man die Stärke φ der Bewehrung im Verhältnis der Betonfläche aus, so wird

$$\varphi = \frac{f_e}{h} = 0{,}9\,\frac{\nu}{\nu'} \cdot \frac{(1-2\varepsilon)\,\varepsilon}{(h/d)^2} \quad \ldots\ldots\ldots (8$$

Die Maxima von φ liegen bei $\varepsilon = 0{,}25$. Somit ergibt sich, wenn man für $\frac{h}{d}$ die aus Gleichung (6) sich ergebenden Werte zugrunde legt, für ein $\nu' = 25$:

Zahlentafel 2.

$\nu =$	0,5	0,4	0,3	0,2
$h/d_{max} =$	0,64	0,563	0,475	0,375
$\varphi_{max} =$	0,55	0,568	0,599	0,641

IV. Berechnung der Wandstärke und der Eiseneinlagen für einen doppelt bewehrten Eisenbetonquerschnitt; Verbesserung der Gleichungen (6) und (8).

Die zu der Gleichung (8) führende Rechnung berücksichtigt nicht den Fall, daß der Querschnitt in Eisenbeton doppelte Bewehrung erhält. Es sei $f_e' = f_e$. Unter Beachtung dieser Voraussetzung sind nun sowohl die nach Gleichung (8) errech-

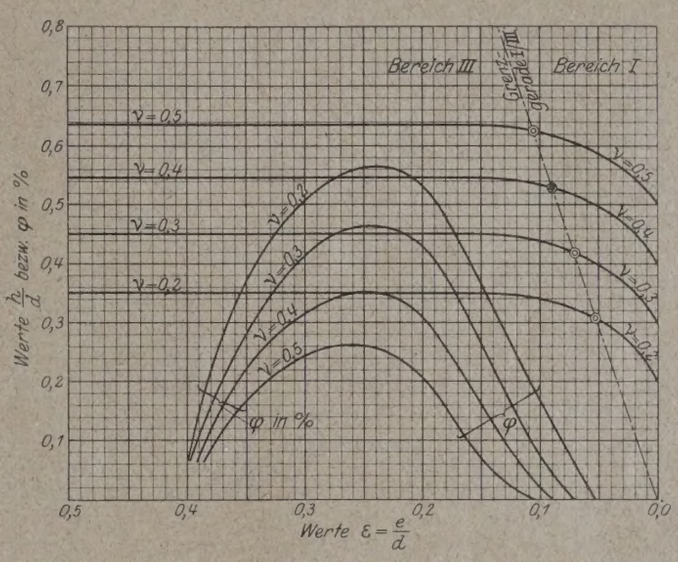


Abb. 4. Erforderliche Wandstärke h und beiderseitige Bewehrung φ eines Eisenbetonquerschnitts, der einem Mauerquerschnitte von der Stärke d gleichwertig sein soll, wenn sich die zulässige Druckspannung σ_m im Mauerwerk zu σ_b im Beton wie $\nu = \frac{\sigma_m}{\sigma_b}$ verhält.

neten Prozente φ der Bewehrung, wie auch die aus Gleichung (6) stammenden Stärken der Eisenbetonquerschnitte in Abb. 3 noch einmal nachzuprüfen.

Dazu dienen zunächst die für doppelt bewehrte Eisenbetonquerschnitte geltenden Tabellen von Geyer[2]), die, soweit erforderlich, erweitert wurden.

Den Rechnungsgang im einzelnen hier vorzuführen, hat wenig Zweck; es genüge die Mitteilung der Ergebnisse:

Zahlentafel 3.

ε	$\nu = 0{,}5$		$\nu = 0{,}4$		$\nu = 0{,}3$		$\nu = 0{,}2$	
	h/d	φ	h/d	φ	h/d	φ	h/d	φ
0,15	0,635	0,442	0,545	0,501	0,450	0,545	0,350	0,618
0,20	„	0,513	„	0,576	„	0,630	„	0,708
0,25	„	0,526	„	0,589	„	0,700	„	0,741
0,30	„	0,519	„	0,576	„	0,630	„	0,717

Die Werte zeigen also gegenüber der Zahlentafel 2 eine Verminderung der Betonstärke und demgemäß eine Erhöhung der Bewehrung.

[2]) Arm. Beton 1913, S. 81. — Auch als Buch bei Jul. Springer, Berlin.

Auch nach diesem Rechnungsgange haben alle $\frac{h}{d}$ ihre Größtwerte an Stellen, die dicht beieinander liegen, und zwar etwa bei $\varepsilon = 0{,}15$. Setzt man diesen Wert in Gleichung (6) ein, so wird

$$\frac{h}{d} = 0{,}262\,\nu + \sqrt{(0{,}262\,\nu)^2 + 0{,}472\,\nu} \quad \ldots\ldots (9$$

Diese Formel gibt Zahlen, die mit denen der Zahlentafel 3 gut übereinstimmen.

In gleicher Weise läßt sich auch die Gleichung (8) vereinfachen, da auch nach der Zahlentafel 3 die Maxima der φ wiederum bei $\varepsilon = 0{,}25$ liegen. Es wird

$$\varphi = 0{,}1125 \cdot \frac{\nu}{\nu'} \cdot \frac{1}{(h/d)^2} \quad \ldots\ldots\ldots (10$$

Da die Linie der Spannungsverteilung nach vorstehender Rechnung keine Gerade wird, vielmehr durch eine geknickte Linie dargestellt ist und da dies nicht den sonst im Eisenbeton üblichen Annahmen entspricht, für die man ja bekanntlich auch das Hookesche Gesetz gelten läßt, so war noch ein anderer Rechnungsgang einzuschlagen, der den für die Spannungsverteilung im Eisenbeton gültigen Voraussetzungen besser entspricht. Er schließt sich an die Formeln an, die Mörsch in seinem Buche „Der Eisenbetonbau", 5. Auflage, 1. Band, 1. Heft, Seite 407 ff. angibt.

Die Kurven der hiernach erforderlichen Bewehrung sind in Abb. 4 aufgetragen. Es zeigt sich deutlich, daß die Eiseneinlagen ganz wesentlich niedriger ausfallen, und vor allem, daß sie genau da gleich Null werden, wo die Kurven für $\frac{h}{d}$ die Grenzgerade I/III schneiden, wie das ja auch sein muß.

Auch hier wieder besitzen alle Kurven der Bewehrungsverhältnisse Größtwerte, die dicht bei $\varepsilon = 0{,}25$ liegen.

V. Welche Bewehrung erfordern andere Wandstärken als die aus Zahlentafel 3 oder Abb. 4 ermittelten?

Es ist nun noch die Frage offen, auf die die verhältnismäßig niedrige Spannung σ_e hinweist, ob die Werte $\frac{h}{d}$ gemäß Zahlentafel 3 auch wirklich die wirtschaftlichsten Eisenbetonquerschnitte liefern, d. h. diejenigen, in denen die Kosten für Eisen und Beton zusammen ein Minimum werden. Bekanntlich ist bisher zuerst das Verhältnis $\frac{h}{d}$ nach Zahlentafel 3 oder nach den Gleichungen (6) oder (9) ermittelt worden, und dann hat man dazu die erforderliche Bewehrung gefunden, wie sie in Abb. 4 dargestellt ist. Will man nun z. B. die Eisenzugspannung σ_e ihren höchsten zulässigen Wert erreichen lassen, so muß man weniger Eisen einlegen und infolgedessen die Querschnittshöhe vergrößern, und umgekehrt. Um über diesen Zusammenhang noch einen Anhalt zu geben, ist die Abb. 5 gezeichnet worden; und zwar für eine Lage der Längskraft N gekennzeichnet durch $\varepsilon = \frac{e}{d} = 0{,}25$. Sie gibt die bei veränderlichem $\frac{h}{d}$ erforderliche Bewehrung φ in vH und die dieser entsprechende Eisenzugspannung σ_e in kg/qcm. Die Werte sind auch wieder ermittelt mit Hilfe der Schaubilder von Mörsch (Seite 414).

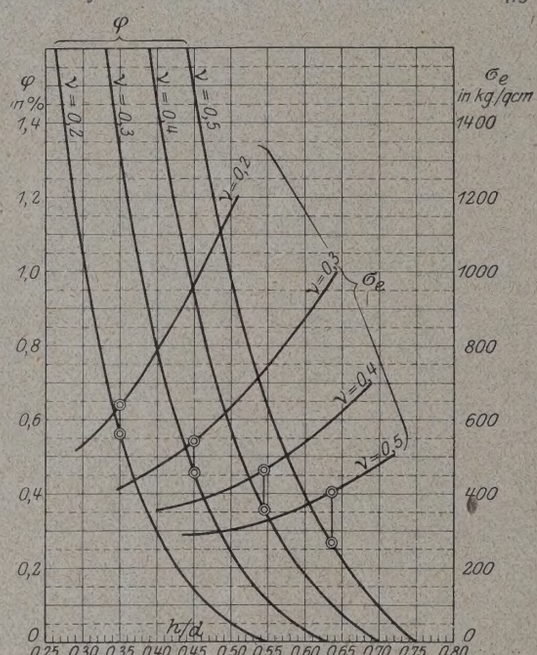


Abb. 5. Abhängigkeit der Bewehrung φ und der Eisenzugspannung σ_e von der Betonstärke $\frac{h}{d}$ für verschiedene ν.

Die durch Ringe gekennzeichneten Punkte entsprechen den in Zahlentafel 3 für $\frac{h}{d}$ angenommenen Werten.

VI. Rechnungsbeispiel.

An Stelle der Ziegelzementmauerung[3]) eines Schachtes von 77 cm Stärke und 120 kg/qcm Druckfestigkeit soll eine Eisenbetonauskleidung gesetzt werden, wobei der Beton eine Druckfestigkeit von 400 kg/qcm, das Eisen eine Zugfestigkeit von 4000 kg/qcm besitzt.

Das Verhältnis der zulässigen Spannung im Mauerwerk und Beton ergibt sich hiernach zu $\nu = \frac{120}{400} = 0{,}3$; diesem Werte entsprechen nach der Zahlentafel 3:

$$\frac{h}{d} = 0{,}45 \quad \varphi_{max} = 0{,}700 \text{ vH}.$$

Die erforderliche Eisenbetonstärke wird also $h = 0{,}45\,d = 0{,}45 \cdot 77 = 34{,}7 = 35$ cm, die Eisenbewehrung $f_e = 0{,}7 \cdot \frac{1}{100} \cdot 35 = 0{,}245$ qcm auf 1 cm Tiefe oder 24,5 qcm auf 1 m Tiefe.

Benutzt man dagegen die Abb. 4 zur Ermittlung der Eiseneinlagen, so ergibt sich $\varphi_{max} = 0{,}465$ vH, und entsprechend $f_e = 0{,}465 \cdot \frac{35}{100} = 0{,}163$ qcm auf 1 cm Tiefe oder 16,3 qcm auf 1 m Tiefe. Die Ermittlung der Abmessungen gestaltet sich also ganz außerordentlich einfach.

Der Vollständigkeit halb er sei der nach Vorstehendem entworfene Querschnitt nachgeprüft, und zwar für $\varepsilon = 0{,}25$, d. h. für den Fall, daß die Längskraft N außerhalb des Kernes des Mauerquerschnittes angreift. Es ist mit $h = 35$ cm und $f_e = 0{,}163$ qcm:

$$\sigma_b = 38{,}8 \text{ kg/qcm}, \quad \sigma_e = 562 \text{ kg/qcm}.$$

Die Abb. 5 liefert für vorliegendes Beispiel eine Eisenzugspannung von 545 kg/qcm, die mit vorstehendem Werte hinreichend übereinstimmt. Es zeigt sich dort auch weiterhin, daß eine Herabsetzung der Betonstärke auf h auf $0{,}4\,d = 0{,}4 \cdot 77 = 31$ cm die Eisenbewehrung von 0,465 vH auf 0,8 vH, also auf fast das Doppelte steigert, während eine Erhöhung von h auf $0{,}5\,d = 38{,}5$ cm die Bewehrung auf 0,24 vH herabsetzt. Eine Eisenspannung von 1000 kg/qcm läßt sich in diesem Falle überhaupt nicht erreichen; schon bei einer Eisenspannung von 900 kg/qcm würde die Bewehrung nahezu Null werden. Mit Hilfe der Abb. 5 ist also auch der wirtschaftlichste Querschnitt ebenso leicht zu finden, wie der vor stehend entworfene und durch Nachrechnung als ausreichend bestätigte.

Ergebnis:

Zum Schluß seien die Hauptergebnisse der Betrachtungen zusammengestellt; für einen durch eine exzentrische Längskraft beanspruchten Querschnitt gilt:

1. Reiner Beton ist dem Ziegelmauerwerk nicht beträchtlich überlegen; insbesondere dann nicht, wenn man ihm gar keine oder nur geringe Zugspannungen zumuten kann. (Vgl. Zahlentafel 1.)
2. Die Wandstärke h in Eisenbeton, die einer Ziegelstärke d gleichwertig ist, ergibt sich entsprechend dem Verhältnis ν der zulässigen Druckbeanspruchungen aus der Zahlentafel 3, die zugehörige Bewehrung aus Abb. 4.
3. Über die Frage der wirtschaftlichsten Gestaltung eines Eisenbetonquerschnittes gibt die Abb. 5 jede erforderliche Auskunft.

[3]) Glückauf 1910, S. 537.

DIE BERECHNUNG VON VIADUKTEN.

Von Dr.-Ing. Ernst Pichl, Ingenieur der Wayss & Freitag A.-G., Stuttgart.

(Schluß von Seite 532.)

Wir erhalten für $H_d = 1$:

$$\bar{H}^h = \frac{\bar{\Delta}_d + z_2\bar{\delta}_d}{\int y^2\,dw + \int dv + (\Delta_c + \bar{\Delta}_d) + 2(z_1\delta_c + z_2\bar{\delta}_d) + (z_1^2\tau_c + z_2^2\bar{\tau}_d)} \quad (16a)$$

$$\bar{V}^h = \frac{l_2\bar{\delta}_d}{\int x^2\,dw + l_1^2\tau_c + l_2^2\bar{\tau}_d} \quad (16b)$$

$$\bar{M}^h = \frac{\bar{\delta}_d}{\int dw + \tau_c + \bar{\tau}_d} \quad (16c)$$

für $M_d = 1$

$$\bar{H}^m = \frac{\bar{\delta}_d + z_2\bar{\tau}_d}{\int y^2\,dw + \int dv + (\Delta_c + \bar{\Delta}_d) + 2(z_1\delta_c + z_2\bar{\delta}_d) + (z_1^2\tau_c + z_2^2\bar{\tau}_d)} \quad (17a)$$

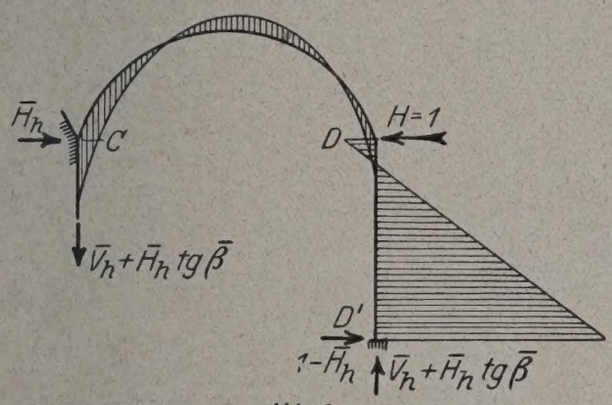


Abb. 8.

$$\bar{V}^m = \frac{l^2\bar{\tau}_d}{\int x^2\,dw + l_1^2\tau_c + l_2^2\bar{\tau}_d} \quad (17b)$$

$$\bar{M}^m = \frac{\bar{\tau}_d}{\int dw + \tau_c + \bar{\tau}_d} \quad (17c)$$

Die Kämpfermomente infolge dieser Lastangriffe rechnen sich zu

$$M_d{}^h = \bar{M}^h + \bar{H}^h z_2 - \bar{V}^h l_2 \quad \text{infolge } H_d = 1,$$

$$M_d{}^m = \bar{M}^m + \bar{H}^m z_2 - \bar{V}^m l_2 \quad \text{infolge } M_d = 1.$$

Damit sind die gesuchten Bewegungen des Pfeilerkopfes D:

Verschiebung von D durch $H = 1$ $\quad \Delta_d = (1 - \bar{H}^h)\bar{\Delta}_d - M_d{}^h\bar{\delta}_d$ (18

„ „ „ „ $M = 1$ $\quad \delta_d = (1 - M_d{}^m)\bar{\delta}_d - \bar{H}^m\bar{\Delta}_d$ (19a

Verdrehung „ „ „ $H = 1$ $\quad \delta_d = (1 - \bar{H}^h)\bar{\delta}_d - M_d{}^h\bar{\tau}_d$ (19b

„ „ „ „ $M = 1$ $\quad \tau_d = (1 - M_d{}^m)\bar{\tau}_d - \bar{H}^m\bar{\delta}_d$ (20

Eine Kontrolle der Rechnung ist durch die Gleichwertigkeit der Ausdrücke (19 a) und (19 b) gegeben.

Mit diesen Größen ist die Einspannung des Kämpfers D des Bogens DE festgelegt.

Die Einspannung aller übrigen Kämpfer wird in gleichem Rechnungswege aus der vorher ermittelten Einspannung des vorangehenden Bogens einmal von links nach rechts, das andere Mal in umgekehrtem Sinne vorgehend gefunden.

Mit den oben unter (16) und (17) erhaltenen Werten der statisch unbestimmten Größen lassen sich die Momente und Auflagerkräfte für die beiden Belastungsfälle $H_d = 1$ und $M_d = 1$ im betrachteten Bogenfelde CDD' verzeichnen, deren Verlauf wir als die Kräftebilder in diesem Bogenfelde für $H_d = 1$ (Abb. 8) und $M_d = 1$ (Abb. 9) bezeichnen. Diesen

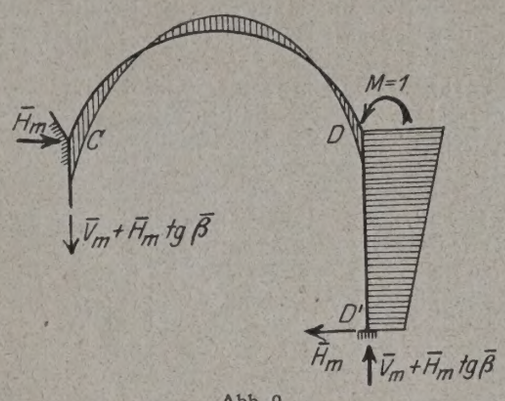


Abb. 9.

Kräftebildern kommt besondere Bedeutung zu, da durch sie der Verlauf der inneren Kräfte für eine beliebige Horizontalkraft und ein beliebiges Moment, die durch den Pfeilerkopf D vom Bogen DE her auf das Bogenfeld CDD' übertragen werden, festgelegt ist. Tritt nämlich infolge einer Formänderung des Bogens DE in dessen Kämpfer D ein Moment M_d und eine Horizontalkraft H_d auf, so muß sich infolge der festen Verbindung dieses Bogens mit dem anstoßenden Bogenfelde CDD' die Formänderung des Bogens auch auf dieses nicht belastete Bogenfeld übertragen. Die dadurch im Bogenfeld verursachten Kräfte erhalten wir einfach durch Multiplizieren der im Kräftebild verzeichneten, der Einheit zugehörigen Werte mit den entsprechenden Größen von H_d bzw. M_d. Durch diese Einflüsse werden im Kämpfer C Horizontalkräfte und Momente auftreten, die sich in entsprechender Weise weiter auf das Bogenfeld BCC' übertragen.

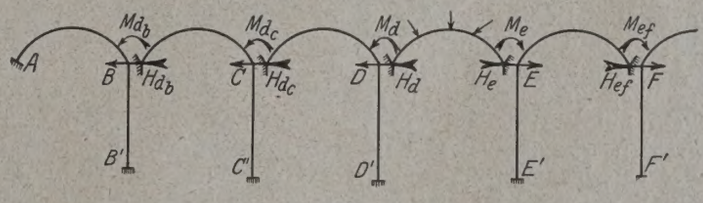


Abb. 10.

Ist die Vorberechnung der Einspannung für die ganze Bogenreihe durchgeführt, so kann jeder einzelne Bogen für sich allein unter einem direkt auf ihn wirkenden Kraftangriff nach der früher entwickelten Theorie des elastisch eingespannten Bogens untersucht werden. Aus den dem Bogen zugehörigen Einspanngrößen bestimmt sich nach den Formeln (11) bis (13) das diesem Bogen zugehörige Koordinatensystem, das unabhängig von jeder Belastung für den Bogen immer festliegt. (Es ist nur zu beachten, daß dieses Koordinatensystem des Bogens verschieden ist von den bei der Vorberechnung der Einspannung erhaltenen Koordinatensystemen der beiden Bogenfelder, denen der Bogen mit angehört. Dem Bogen DE (Abb. 3) gehört ein anderes endgültiges Achsenkreuz zu als dem Bogenfeld DEE' bei Berechnung der linken

Einspannungen und dem Bogenfeld EDD′ bei Ermittlung der rechten Einspannungen). Aus den Ausdrücken (6) bis (8) ergeben sich dann die statisch unbekannten Größen, die die inneren Kräfte im Bogen bestimmen.

Infolge der Einspannung der beiden Kämpfer des Bogens in den seitlichen Pfeilerköpfen teilen sich die Formänderungen des belasteten Bogens den benachbarten Öffnungen mit. Die Größe des Einflusses auf die beiderseits anschließenden Bogenfelder ist bestimmt durch die im Kämpfer des Bogens auftretenden Horizontalkräfte und Kämpfermomente, die auf die Pfeilerköpfe, die die Bogenwiderlager bilden, einwirken. Die dadurch in diesen Bogenfeldern verursachten inneren Kräfte ermitteln sich, wie ausgeführt wurde, mit Hilfe der bei der Einspannungsberechnung erhaltenen Kräftebilder. Infolge der Belastung des Bogens DE (Abb. 10) tritt im Kämpfer D ein Kämpfermoment M_d und ein Horizontalschub H_d auf. Die im Bogenfeld CDD′ dadurch verursachten inneren Kräfte ergeben sich durch Zusammenziehung der mit M_d bzw. H_d reduzierten zugehörigen Kräftebilder des Bogenfeldes CDD′. Im Kämpfer C des Feldes CDD′ entsteht dann ein Moment M_{dc} und ein Schub H_{dc} die wiederum ihrerseits auf das Bogenfeld BCC′ ihren Einfluß ausüben, dessen Größe durch Reduktion der Kräftebilder von BCC′ mit M_{dc} bzw. H_{dc} erhalten wird. Durch das im Kämpfer B vom Bogenfeld BCC′ übertragene Moment M_{db} und den Schub H_{bd} wird die Einwirkung auf das Bogenfeld ABB′ in gleicher Weise aus den Kräftebildern von ABB′ erhalten. Gehen wir vom Kämpfer E nach rechts vor, so wird entsprechend dem für die links anschließenden Felder Gesagten der Einfluß der Belastung des Bogens DE auf den sich rechts anreihenden Teil der Bogenreihe ermittelt. Für die praktische Durchführung dieser Rechnung wird jedoch für gewöhnlich der Einfluß im zweitbenachbarten Feld so gering, daß er vernachlässigt werden kann.

Kurz zusammengefaßt ist der Rechnungsgang daher folgender: Wir bestimmen in einer Vorberechnung das eine Mal vom linken Widerlager nach rechts, das andere Mal vom rechten Widerlager nach links fortschreitend die Einspannung der einzelnen Bogenkämpfer. Mit den Einspannungsgrößen erhalten wir im belasteten Bogenfeld nach der entwickelten Theorie des elastisch eingespannten Bogens die in diesem Bogen auftretenden inneren Kräfte und ermitteln aus den in diesem Bogen auftretenden Kämpferkräften mit Hilfe der bei der Einspannungsberechnung gefundenen Kräftebilder vom linken Kämpfer gegen links, vom rechten Kämpfer nach rechts fortschreitend, den Einfluß der Formänderung der belasteten Öffnung auf die unbelasteten Bogenfelder.

Die in der genauen Untersuchung einer Bogenreihe bei der Berechnung der einzelnen Bogen als elastisch eingespannte Bogen berücksichtigten Bewegungen der die Widerlager des belasteten Bogens bildenden Pfeilerköpfe sind die Folge eines Ausweichens dieser Pfeilerköpfe. Die durch dieses Ausweichen bedingte Vergrößerung der Spannweite des belasteten Bogens vermindert in der betrachteten Öffnung die „Bogenwirkung"; die „Balkenwirkung" wird größer und übt ihren Einfluß auf die inneren Kräfte des Bogens aus. Der auftretende Horizontalschub wird im Vergleich mit dem des fest eingespannten Bogens gleicher Stützweite, kleiner und hat eine Mehrbeanspruchung im Bogen selbst zur Folge, während für die Pfeiler diese Verminderung des Schubes günstig wirkt, da sie die Exzentrizität der Stützlinie bei einseitiger Belastung gegenüber einer vollen Einspannung der Kämpfer im Pfeilerkopf wesentlich verringert.

Den Unterschied der Ergebnisse bei genauer Berechnung einer Bogenreihe und der allgemein üblichen Berechnungsweise, bei der der belastete Bogen in seinem Pfeilerkopfe voll eingespannt angenommen und der Einfluß der Beweglichkeit der Pfeiler vernachlässigt ist, zeigt Abb. 11. Die linke Seite der Abbildung gibt die Kräfteverteilung einer dreifeldrigen Talbrücke bei genauer Berechnung als Bogenreihe unter der Wirkung einer im Scheitel des mittleren Bogens angreifenden Einzellast P = 1, die rechte Seite gibt die Verteilung bei der gebräuchlichen Berechnung mit fester Einspanunng des Bogens im Punkte C. Die Abmessungen der Brücke entsprechen einem ausgeführten Viadukt; nur wurden zur Vereinfachung des Bildes drei Felder mit gleich hohen Pfeilern betrachtet. Die drei gleichen Bogen haben eine Breite b = 4,00 m, im Scheitel eine Stärke d = 0,60 m, im Punkte C eine Stärke d = 0,90 m; die Pfeiler haben am Kopfe bei D eine Breite b = 4,00 m und eine Stärke d = 2,40 m, am Fuße bei B′ die Abmessungen b = 7,00 m und d = 5,00 m. Die den beiden Berechnungen zugrunde gelegten Spannweiten, Pfeilhöhen und Pfeilerhöhen sind aus der Abbildung ersichtlich.

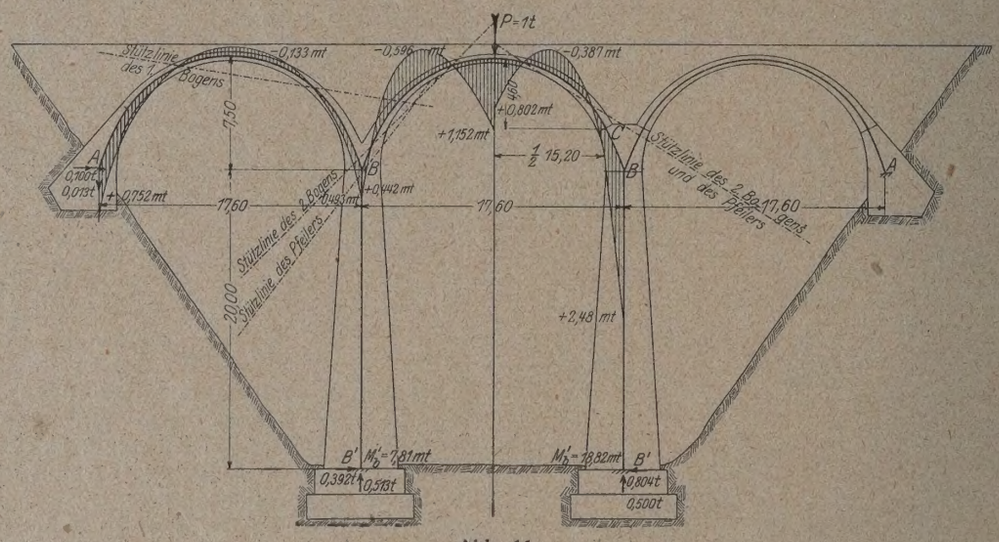


Abb. 11.

Während bei der genauen Berechnung eine Vergrößerung des Scheitelmomentes von 1,152 mt gegenüber 0,802 mt bei der Berechnung als fest eingespannter Bogen auftritt, verringert sich das Fußmoment am Pfeiler bei genauer Rechnung zu 7,81 mt gegen 18,82 mt. Dagegen treten im ersten Bogen Beanspruchungen auf, die sonst vernachlässigt sind. Die Verminderung des Horizontalschubes im Mittelfeld durch die Berücksichtigung der Pfeilerbewegung beträgt in B′ 0,392 t gegen 0,804 t.

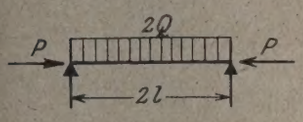
Bei der praktischen Berechnung einer Talbrücke geben jedoch die Endresultate nach beiden Rechnungsarten selbstredend keine so großen Unterschiede, da für gewöhnlich alle Öffnungen der Brücke von gleich ausgebildeten Bogen überspannt sind und daher die Eigengewichtslast keinen Einfluß auf die Pfeilerkopfverschiebungen ausüben kann, die nur durch die Verkehrslast hervorgerufen werden. Bei hohen Pfeilern sind jedoch die Unterschiede der beiden Berechnungsweisen für die Pfeilerbeanspruchungen aber immerhin beträchtlich und erhöhen sich noch bei zunehmender Schlankheit der Pfeiler.

Die hier für die Berechnung von Talbrücken gezeigten Untersuchungen haben in gleicher Weise für die Berechnung von Rahmenbindern von Hallen- und Fabrikbauten, deren Grundsystem die Bogenreihe bildet, ihre Geltung.

ZUSAMMENGESETZTE ZUG- UND KNICKFESTIGKEIT.

Von J. Schuster, Berlin-Friedenau.

Für die in der Praxis sehr häufig vorkommende exzentrische Zug- und Druckbeanspruchung stehen dem Ingenieur Formeln zur Verfügung (vergl. „Hütte" Teil I „Zusammengesetzte Festigkeit"), die man für den gewöhnlichen Gebrauch nicht gerade als sehr handlich bezeichnen kann. So lauten beispielsweise die Formeln für die Durchbiegung und das größte auftretende Biegungsmoment bei dem durch eine Druckkraft P und senkrecht zur Stabrichtung wirkend gleichförmig verteilte Last 2Q belasteten Stab von der Länge 2 l:



$$f = \frac{Q}{P}\left[-\frac{l}{2} + \frac{1}{l\,\omega^2}\left(\frac{1}{\cos \omega l} - 1\right)\right],$$

$$M_{max} = \frac{Q}{l\,\omega^2}\left(\frac{1}{\cos \omega l} - 1\right),$$

worin $$\omega = \sqrt{\frac{P}{E\,J}}.$$

Die Anwendung dieser Formeln verlangt eine ganze Reihe von Zwischenrechnungen, nämlich

1. Ermittlung von $\omega = \sqrt{\frac{P}{E\,J}}$ (im Bogenmaß),
2. Umrechnung von ω vom Bogenmaß in Geradeinteilung,
3. Aufsuchen von $\cos \omega l$ aus den Tabellen,
4. Berechnung von $\left(\frac{1}{\cos \omega l} - 1\right)$ und $\frac{1}{l\,\omega^2}$,
5. Berechnung von $\frac{1}{l\,\omega^2}\left(\frac{1}{\cos \omega l} - 1\right)$.

Wirkt statt der Druckkraft eine Zugkraft P, so tritt in vorstehenden Formeln an Stelle von $\cos \omega l$ die Hyperbelfunktion $\mathfrak{Cof}\,\omega l$ auf.

In der „Hütte" ist schon darauf hingewiesen, daß sich hierfür Näherungsformeln ergeben, wenn statt

$$\mathfrak{Cof}\,\omega l = 1 + \frac{P l^2}{2 E J}$$

und

$$\cos \omega l = 1 - \frac{P l^2}{2 E J}$$

gesetzt wird, jedoch sind die Resultate der Näherungswerte nicht mitgeteilt. Setzen wir den Näherungswert in die oben angeführte Formel für die Durchbiegung ein, so erhalten wir:

$$f' = \frac{Q}{P}\left[-\frac{l}{2} + \frac{E J}{P l}\left(\frac{1}{1 - \frac{P l^2}{2 E J}} - 1\right)\right].$$

Führen wir in diese Formel die Eulersche Knicksicherheit eines Stabes von der Länge 2 l:

$$n = \frac{2{,}5\,E J}{P l^2} = \frac{2{,}5}{l^2 \omega^2}$$

ein, so erhalten wir:

$$f' = \frac{Q}{P}\left[-\frac{l}{2} + 0{,}4\,l\,n\left(\frac{1}{1 - \frac{1{,}25}{n}} - 1\right)\right],$$

$$f' = \frac{Q}{P}\,l \cdot \frac{0{,}625}{n - 1{,}25} \quad \text{(angenäherte Formel).}$$

Wenn wir den Ausdruck

$$n = \frac{2{,}5}{l^2 \omega^2} \quad \text{oder} \quad l\,\omega = \sqrt{\frac{2{,}5}{n}}$$

in die genaue Formel einsetzen, so erhalten wir

$$f = \frac{Q}{P}\left[-\frac{l}{2} + 0{,}4\,l\,n\left(\frac{1}{\cos\sqrt{\frac{2{,}5}{n}}} - 1\right)\right]$$

$$= \frac{Q}{P}\,l\left[0{,}4\,n\left(\frac{1}{\cos\sqrt{\frac{2{,}5}{n}}} - 1\right) - 0{,}5\right].$$

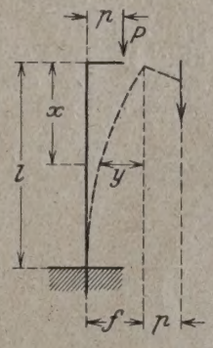
Der Genauigkeitsgrad der angenäherten Formel gegenüber der genauen Formel ergibt sich aus nachstehender Gegenüberstellung:

Knicksicherheit n =	10	8	6	4 fach
f' angenähert	0,071	0,093	0,132	$0{,}227 \times \frac{Q}{P}\,l$
f genau	0,058	0,075	0,105	$0{,}175 \times \frac{Q}{P}\,l$
Fehler $\frac{f - f'}{f}$	0,23	0,24	0,26	0,30

Die Übereinstimmung zwischen der angenäherten und der genauen Formel ist, wie man sieht, im höchsten Maße unbefriedigend, denn der Fehler beträgt bei 10-facher Eulerschen Knicksicherheit 23 vH und bei 4-facher Sicherheit 30 vH.

Unabhängig von dem vorstehend angeführten Wege werden nachstehend Näherungsformeln abgeleitet, die, wie der Vergleich mit den genauen Resultaten zeigen wird, eine fast vollständige Übereinstimmung mit den genauen Formeln ergeben und für die Praxis daher wertvoll sein dürften. Der Weg, der dabei eingeschlagen wird, ergibt sich aus der Entwicklung von selbst und ist auch für jede andere Belastungsart als die nachstehend untersuchten, gangbar, ohne daß eine allgemeine, alle Belastungsmöglichkeiten in sich schließende Ableitung erforderlich wäre. Wir untersuchen daher nur die folgenden, in der Praxis am häufigsten vorkommenden Belastungsfälle.

Belastungsfall 1a. Exzentrische Druckbelastung eines eingespannten Stabes von der Länge l:



Ausbiegung f,

Moment an der Einspannstelle:

$$M = P\,p + P\,f.$$

Moment in einem beliebigen Punkte:

$$M_x = P\,p + P\,y.$$

Da es sich nur um geringe Ausbiegungen handelt, so können wir als Biegelinie des elastischen Stabes ohne großen Fehler eine Parabel annehmen, also:

$$y = \frac{x}{l}\left(2 - \frac{x}{l}\right) f.$$

Die Ausbiegung f setzt sich zusammen aus der Ausbiegung infolge des Momentes P p mit

$$\delta_1 = \frac{P\,p\,l^2}{2 E J}$$

und der Ausbiegung infolge des Momentes P y:

$$\delta_2 = \int_0^l P\,y\,x\,dx = \frac{5}{12} \cdot \frac{P\,f\,l^2}{E J}$$

Nach Einsetzung des obigen y-Wertes und Durchführung der Integration:

$$\delta_1 + \delta_2 = f = \frac{P\,p\,l^2}{2 E J} + \frac{5}{12} \cdot \frac{P\,f\,l^2}{E J},$$

$$f = \frac{1{,}2\,p}{2{,}4 \cdot \frac{E J}{P l^2} - 1}.$$

Die Knicksicherheit des eingespannten, zentrisch belasteten Stabes von der Länge l ist nach der Eulerschen Formel, wenn $\pi^2 = 10$ gesetzt wird:

$$n = 2{,}5 \cdot \frac{EJ}{Pl^2}.$$

Setzen wir diesen Wert in vorstehende Formel ein, so erhalten wir:

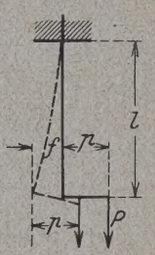
$$f = \frac{1{,}2\,p}{\frac{2{,}4}{2{,}5}n - 1} = \frac{1{,}25}{n - 1{,}04}\,p \quad \ldots\ldots\ldots \text{(1a}$$

und daraus das Maximalmoment an der Einspannungsstelle:

$$M = Pp + \frac{1{,}25}{n - 1{,}04}\,Pp = \frac{n + 0{,}21}{n - 1{,}04}\,Pp \quad \ldots \text{(1a}$$

Wirkt an dem Stabe statt der exzentrischen Druckkraft eine exzentrische Zugkraft, so erhalten wir:

Belastungsfall 1b. Exzentrische Zugbeanspruchung eines eingespannten Stabes.



Moment an der Einspannstelle:

$$M = Pp - Pf,$$

$$f = \delta_1 - \delta_2 = \frac{Ppl^2}{2EJ} - \frac{5}{12} \cdot \frac{Pfl^2}{EJ}.$$

$$f = \frac{1{,}2\,p}{2{,}4 \cdot \frac{EJ}{Pl^2} + 1} = \frac{1{,}25\,p}{n + 1{,}04} \quad \ldots\ldots \text{(1b}$$

$$M = Pp - \frac{1{,}25}{n + 1{,}04}\,Pp = \frac{n - 0{,}21}{n + 1{,}04}\,Pp \quad \ldots \text{(1b}$$

Auch hierin ist $n = 2{,}5\,\frac{EJ}{Pl^2}$, hat aber, da es sich um Zugspannung handelt, natürlich nicht die Bedeutung der Eulerschen Knicksicherheit.

Der Genauigkeitsgrad der angenäherten Formeln ergibt sich aus nachstehender Zusammenstellung. Der Vergleich braucht sich nur auf die Formeln für die Ausbiegung zu erstrecken, da, wie aus der Ableitung hervorgeht, die Momente den gleichen Genauigkeitsgrad aufweisen müssen.

Die genaue Formel für die Ausbiegung lautet bei exzentrischem Drucke:

$$f_D = p\left(\frac{1}{\cos \omega l} - 1\right) = p\left(\frac{1}{\cos \sqrt{\frac{2{,}5}{n}}} - 1\right)$$

und bei exzentrischem Zuge:

$$f_Z = p\left(1 - \frac{1}{\mathfrak{Cof}\,\omega l}\right) = p\left(1 - \frac{1}{\mathfrak{Cof}\sqrt{\frac{2{,}5}{n}}}\right).$$

Für die verschiedenen Werte von n erhalten wir als Multiplikator von p:

α) bei exzentrischer Druckbeanspruchung:

$n =$	∞	10	5	4	2	1
f_D genau	0	0,14	0,315	0,42	1,30	∞
f_D angenähert	0	0,14	0,315	0,42	1,30	∞

β) bei exzentrischer Zugbelastung:

$n =$	∞	10	5	1	0
f_Z genau	0	0,113	0,207	0,605	1,00
f_Z angenähert	0	0,113	0,207	0,612	1,20

Die Übereinstimmung ist für die exzentrische Druckbeanspruchung eine vollkommene, und bei exzentrischer Zugbeanspruchung ergeben sich erst bei $n < 1{,}0$ größere Abweichungen von der genauen Formel, die aber den Wert der angenäherten Formel nicht beeinträchtigen, da Werte von $n < 1$ in der Praxis fast gar nicht vorkommen. Außerdem mag darauf hingewiesen werden, daß bei exzentrisch auf Zug beanspruchten Stäben nicht das Moment an der Einspannungsstelle $M = P(p-f)$, sondern das Moment an der Angriffsstelle der Last $M = Pp$ für die Ermittlung der größten auftretenden Beanspruchung in Betracht kommt, so daß die Formeln für exzentrische Zugbeanspruchung für die Praxis so gut wie ohne Bedeutung sind; sie sind hier nur der Vollständigkeit halber aufgeführt, weil sie auch in der „Hütte" enthalten sind.

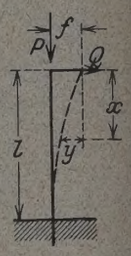
Belastungsfall 2. Eingespannter, durch eine Normalkraft P und eine Querkraft Q beanspruchter Stab.

a) Die Normalkraft P ist eine Druckkraft.

Ausbiegung des Stabes: f,

Moment an der Einspannstelle:

$$M = Ql + Pf.$$



Die Ausbiegung setzt sich zusammen aus dem Einfluß der Querkraft Q:

$$\delta_1 = \frac{Ql^3}{3EJ}$$

und dem Einfluß des Momentes Pf. Nehmen wir wieder annäherungsweise als Biegelinie die Parabel an, so ist, wie vorstehend ermittelt:

$$\delta_2 = \frac{5}{12} \cdot \frac{Pfl^2}{EJ},$$

$$f = \delta_1 + \delta_2 = \frac{Ql^3}{3EJ} + \frac{5}{12} \cdot \frac{Pfl^2}{EJ},$$

$$f = \frac{0{,}8 \cdot \frac{Q}{P} l}{2{,}4 \cdot \frac{EJ}{Pl^2} - 1}.$$

Setzen wir in diese Formel wieder die Eulersche Knicksicherheit

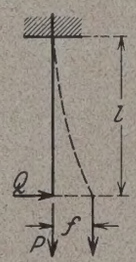
$$n = 2{,}5\,\frac{EJ}{Pl^2}$$

ein, so erhalten wir:

$$f = \frac{0{,}833}{n - 1{,}04} \cdot \frac{Q}{P} l, \quad \ldots\ldots\ldots \text{(2a}$$

$$M = Ql + Pf = \frac{n - 0{,}21}{n - 1{,}04}\,Ql \quad \ldots\ldots\ldots \text{(2a}$$

b) Die Normalkraft P ist eine Zugkraft.



Moment an der Einspannstelle:

$$M = Ql - Pf,$$

$$f = \delta_1 - \delta_2 = \frac{Ql^3}{3EJ} - \frac{5}{12} \cdot \frac{Pfl^2}{EJ}.$$

$$f = \frac{0{,}8}{2{,}4 \cdot \frac{EJ}{Pl^3} + 1} \cdot \frac{Q}{P} l = \frac{0{,}833}{n + 1{,}04} \cdot \frac{Q}{P} l \quad \ldots \text{(2b}$$

$$M = \frac{n + 0{,}21}{n + 1{,}04}\,Ql \quad \ldots\ldots\ldots \text{(2b}$$

Vergleich zwischen den angenäherten und den genauen Formeln.

Die genauen Formeln lauten:

bei Druckbeanspruchung:

$$f_D = \frac{Q}{P}\left(\frac{\operatorname{tg} \omega l}{\omega} - l\right) = \frac{Q}{P} l\left(\frac{\operatorname{tg}\sqrt{\frac{2{,}5}{n}}}{\sqrt{\frac{2{,}5}{n}}} - 1\right),$$

bei Zugbeanspruchung:

$$f_Z = \frac{Q}{P}\left(l - \frac{\mathfrak{Tg}\,\omega l}{\omega}\right) = \frac{Q}{P} l\left(1 - \frac{\mathfrak{Tg}\sqrt{\frac{2{,}5}{n}}}{\sqrt{\frac{2{,}5}{n}}}\right).$$

Für die verschiedenen Werte von n erhalten wir als Koeffizienten von $\frac{Q}{P}l$:

α) für Druckbeanspruchung

n =	∞	10	5	4	2	1
f_D genau	0	0,093	0,21	0,28	0,840	∞
f_D angenähert	0	0,093	0,21	0,28	0,868	∞

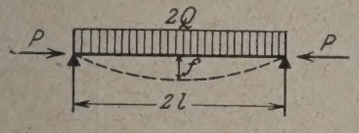
β) für Zugbeanspruchung

n =	∞	10	5	1	0
f_Z genau	0	0,076	0,138	0,42	1,0
f_Z angenähert	0	0,076	0,138	0,41	0,8

Für Druckbeanspruchung sind die Formeln bis zu n = 4 vollkommen genau, zwischen n = 4 und n = 1 tritt eine geringe Abweichung von der genauen Formel ein, die aber ohne Bedeutung ist, da eine geringere als 4fache Eulersche Knicksicherheit in der Praxis nicht zugelassen wird. Bei Zugbeanspruchung ist die Formel bis n = 1 genau und genügt damit den Anforderungen der Praxis.

Belastungsfall 3. Stab von der Länge 2 l, durch eine Normalkraft P und eine gleichförmig verteilte Kraft 2 Q auf Biegung beansprucht.

a) Die Normalkraft B ist eine Druckkraft.



Durchbiegung f,
Maximalmoment in Stabmitte:

$$M = \frac{Q\,l}{2} + P\,f.$$

Als elastische Linie nehmen wir wieder annäherungsweise die Parabel an:

$$f = \delta_1 + \delta_2 = \frac{5}{384} \cdot \frac{2\,Q\,(2\,l)^3}{E\,J} + \frac{5}{12} \cdot \frac{P\,f\,l^2}{E\,J};$$

$$f = \frac{0{,}5}{2{,}4 \cdot \frac{E\,J}{P\,l^2} - 1} \cdot \frac{Q}{P}\,l.$$

Setzen wir in die Formel die Eulersche Knicksicherheit

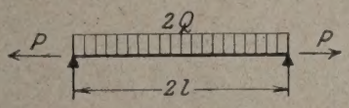
$$n = \frac{10\,E\,J}{P\,(2\,l)^2} = 2{,}5\,\frac{E\,J}{P\,l^2}$$

ein, so erhalten wir:

$$f = \frac{0{,}52\,l}{n - 1{,}04} \cdot \frac{Q}{P}\,l, \quad \ldots\ldots\ldots \text{(3a}$$

$$M = \frac{Q\,l}{2} + P\,f = \frac{n}{n - 1{,}04} \cdot \frac{Q\,l}{2} \quad \ldots\ldots \text{(3a}$$

b) Die Normalkraft ist eine Zugkraft.



Moment in der Mitte:

$$M = \frac{Q\,l}{2} - P\,f,$$

$$f = \delta_1 - \delta_2 = \frac{5}{384} \cdot \frac{2\,Q\,(2\,l)^3}{E\,J} - \frac{5}{12} \cdot \frac{P\,f\,\delta^2}{E\,J}.$$

$$f = \frac{0{,}5}{2{,}4 \cdot \frac{E\,J}{P\,l^2} + 1} \cdot \frac{Q}{P}\,l = \frac{0{,}52\,l}{n + 1{,}04} \cdot \frac{Q}{P}\,l \quad \ldots\ldots \text{(3b}$$

$$M = \frac{Q\,l}{2} - P\,f = \frac{n}{n + 1{,}04} \cdot \frac{Q\,l}{2} \quad \ldots\ldots \text{(3b}$$

Vergleich zwischen den angenäherten und den genauen Formeln.

Die genauen Formeln lauten:

bei Druckbeanspruchung:

$$f_D = \frac{Q\,l}{P}\left[-0{,}5 + \frac{1}{l^2\,\omega^2}\left(\frac{1}{\cos \omega\,l} - 1\right)\right]$$

$$= \frac{Q\,l}{P}\left[0{,}4\,n\left(\frac{1}{\cos\sqrt{\frac{2{,}5}{n}}} - 1\right) - 0{,}5\right],$$

bei Zugbeanspruchung:

$$f_Z = \frac{Q\,l}{P}\left[0{,}5 - \frac{1}{l^2\,\omega^2}\left(1 - \frac{1}{\mathfrak{Cof}\,\omega\,l}\right)\right]$$

$$= \frac{Q\,l}{P}\left[0{,}5 - 0{,}4\,n\left(1 - \frac{1}{\mathfrak{Cof}\sqrt{\frac{2{,}5}{n}}}\right)\right].$$

Für die verschiedenen Werte von n erhalten wir als Koeffizienten von $\frac{Q\,l}{P}$:

α) für Druckbeanspruchung:

n =	∞	10	5	4	2	1
f_D genau	0	0,058	0,132	0,175	0,529	∞
f_D angenähert	0	0,058	0,132	0,176	0,543	∞

β) für Zugbeanspruchung:

n =	∞	10	5	1	0
f_Z genau	0	0,048	0,087	0,258	0,50
f_Z angenähert	0	0,047	0,086	0,256	0,50

Die Übereinstimmung ist bei Druckbeanspruchung innerhalb der praktisch vorkommenden Fälle (bis n = 4) vollkommen und bei Zugbeanspruchung ist nur eine ganz geringfügige Abweichung zwischen den beiden Resultaten festzustellen, die aber für den praktischen Gebrauch absolut nicht ins Gewicht fällt.

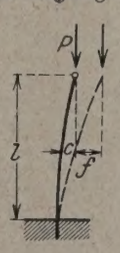
Damit sind die in der „Hütte" aufgeführten 3 Belastungsfälle erledigt. Die geradezu glänzende Übereinstimmung zwischen den genauen und den angenäherten Formeln beweist die Richtigkeit des eingeschlagenen Weges und die Berechtigung, in Zukunft für diese Fälle stets die Näherungsformeln anzuwenden, die den Vorzug großer Einfachheit und bequemer Handhabung besitzen. Sie gestatten ohne weiteres den Gebrauch des Rechenschiebers, während bei den genauen Formeln recht zahlreiche und umständliche Zwischenrechnungen erforderlich sind, wie schon eingangs dargelegt wurde.

Die in der „Hütte" weiterhin noch aufgeführten Gleichungen der elastischen Linien haben für die Praxis keine Bedeutung und sind daher außer Betracht gelassen worden, obwohl auch für diese sich hätten recht einfache Näherungsgleichungen aufstellen lassen.

Nachstehend mögen noch 2 weitere, in der Praxis häufig vorkommende Belastungsfälle eingespannter Stützen untersucht werden.

Belastungsfall 4. Auf Druck beanspruchter Stab mit der Anfangskrümmung c.

Wir nehmen an, daß die elastische Linie vor wie nach der Ausbiegung eine Parabel sei.



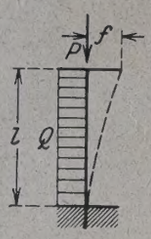
Moment an der Einspannungsstelle:

$$M = P\,c + P\,f,$$

$$f = \delta_1 + \delta_2 = \frac{5}{12} \cdot \frac{P\,c\,l}{E\,J} + \frac{5}{12} \cdot \frac{P\,f\,l^2}{E\,J}.$$

$$f = \frac{c}{2{,}4 \cdot \frac{E\,J}{P\,l^2} - 1} = \frac{1{,}04}{n - 1{,}04}\,c \quad \ldots\ldots \text{(4}$$

$$M = \frac{n}{n - 1{,}04}\,P\,c \quad \ldots\ldots\ldots \text{(4}$$



Belastungsfall 5. Eingespannter, mit der Normalkraft P auf Druck und mit der gleichförmig verteilten Kraft Q auf Biegung beanspruchter Stab.

$$M = \frac{Q\,l}{2} + P\,f,$$

$$f = \delta + \delta_2 = \frac{Q\,l^3}{8\,E\,J} + \frac{5}{12} \cdot \frac{P\,f\,l^2}{E\,J}.$$

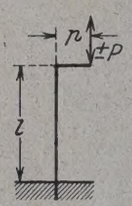
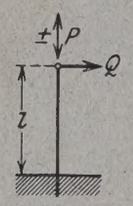
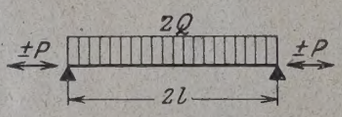
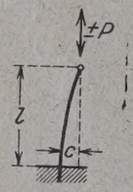
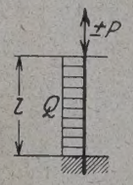
$$f = \frac{0{,}3 \cdot \frac{P}{Q}\,l}{24 \cdot \frac{E\,J}{P\,l^2} - 1} = \frac{0{,}3125}{n - 1{,}04} \cdot \frac{Q}{P}\,l \quad \ldots\ldots\ldots \quad (5.$$

$$M = \frac{Q\,l}{2}\left(1 + \frac{0{,}3125}{n - 1{,}04}\right) = \frac{n - 0{,}42}{n - 1{,}04} \cdot \frac{Q\,l}{2} \quad \ldots\ldots \quad (5.$$

Nachstehend mögen die Resultate vorstehender Untersuchungen nochmals übersichtlich zusammengestellt werden

Tabelle 1.

$$n = \frac{2{,}5\,E\,J}{P\,l^2}.$$

Belastung	Druck		Zug	
	f	M	f	M
1) 	$\frac{1{,}25}{n - 1{,}04}\,P$	$\frac{n + 0{,}21}{n - 0{,}14} \cdot P\,p$	$\frac{1{,}25}{n + 1{,}04}\,p$	$\frac{n - 0{,}21}{n + 1{,}04} \cdot P\,p$
2) 	$\frac{0{,}833}{n - 1{,}04} \cdot \frac{Q}{P}\,l$	$\frac{n - 0{,}21}{n - 1{,}04} \cdot Q\,l$	$\frac{0{,}833}{n + 1{,}04} \cdot \frac{Q}{P}\,l$	$\frac{n + 0{,}21}{n + 1{,}04}\,Q\,l$
3) 	$\frac{0{,}521}{n - 1{,}04} \cdot \frac{Q}{P}\,l$	$\frac{n}{n - 1{,}04} \cdot \frac{Q\,l}{2}$	$\frac{0{,}521}{n + 1{,}04} \cdot \frac{Q}{P}\,l$	$\frac{n}{n + 1{,}04} \cdot \frac{Q\,l}{2}$
4) 	$\frac{1{,}04}{n - 1{,}04}\,c$	$\frac{n}{n - 1{,}04} \cdot P\,c$	$\frac{1{,}04}{n + 1{,}04}\,c$	$\frac{n}{n + 1{,}04} \cdot P\,c$
5) 	$\frac{0{,}3125}{n - 1{,}04} \cdot \frac{Q}{P}\,l$	$\frac{n - 0{,}42}{n - 1{,}04} \cdot \frac{Q\,l}{2}$	$\frac{0{,}3125}{n + 1{,}04} \cdot \frac{Q}{P}\,l$	$\frac{n + 0{,}42}{n + 1{,}04} \cdot \frac{Q\,l}{2}$

Bezogen sich die bisherigen Fälle auf einseitig eingespannte Stäbe, so sollen nachstehend die Resultate für

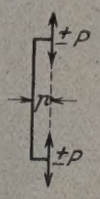
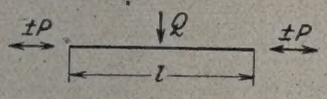
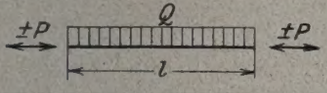
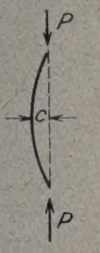
oben und unten gelenkig gelagerte Stäbe

mitgeteilt werden. Die entsprechenden Formeln lassen sich ohne weiteres aus den bisher entwickelten ableiten, indem man die doppelte Stablänge einführt. Dementsprechend ist in den nachstehenden Formeln die Eulersche Knicksicherheit mit

$$n = \frac{10\,E\,J}{P\,l^2}$$

einzusetzen.

Tabelle 2.

Belastung	Druck		Zug	
	f	M	f	M
1) 	$\frac{1{,}25}{n-1{,}04} \cdot p$	$\frac{n+0{,}21}{n-1{,}04} P p$	$\frac{1{,}25}{n+1{,}04} p$	$\frac{n-0{,}21}{n+1{,}04} P p$
2) 	$\frac{0{,}21}{n-1{,}04} \cdot \frac{Q}{P} l$	$\frac{n-0{,}21}{n-1{,}04} \cdot \frac{Q l}{4}$	$\frac{0{,}21}{n+1{,}04} \cdot \frac{Q}{P} l$	$\frac{n+0{,}21}{n+1{,}04} \cdot \frac{Q l}{4}$
3) 	$\frac{0{,}13}{n-1{,}04} \cdot \frac{Q}{P} l$	$\frac{n}{n-1{,}04} \cdot \frac{Q l}{8}$	$\frac{0{,}13}{n+1{,}04} \cdot \frac{Q}{P} l$	$\frac{n}{n+1{,}04} \cdot \frac{Q l}{8}$
4) 	$\frac{1{,}04}{n-1{,}04} c$	$\frac{n}{n-1{,}04} P c$	$\frac{1{,}04}{n+1{,}04} c$	$\frac{n}{n+1{,}04} P c$

Es mag noch besonders darauf hingewiesen werden, daß die vorstehend entwickelten Annäherungsformeln — ebenso wie die erwähnten genauen Formeln — nur innerhalb der Proportionalitätsgrenze Gültigkeit haben, daß sie aber anderseits nicht begrenzt sind von dem Geltungsbereich der „Euler"-Formel.

SICHERHEIT DER FUNDAMENTE GEGEN ZENTRISCH SENKRECHT WIRKENDE ZUGKRÄFTE.

Von B. Pfützе, Leipzig.

Weder in den „preußischen Bestimmungen über die bei Hochbauten anzunehmenden Belastungen und über die zulässigen Beanspruchungen der Baustoffe" (Erlaß v. 24. Dez. 1919) noch in anderen Vorschriften sind Angaben über die Sicherheit der Fundamente gegen Aufheben oder Abheben infolge zentrisch senkrecht wirkender Zugkräfte gemacht.

Da man erstrebt, einheitliche Vorschriften zu schaffen, so wäre es vielleicht auch angebracht, wenigstens gewisse Richtlinien für die Berechnung solcher Fundamente dabei mit aufzunehmen.

Es sei gestattet, einige Vorschläge aus der Praxis zu machen.

Damit die Fundamente solchen zentrisch senkrecht wirkenden Zugkräften — Ankerzüge, die bekanntlich bei manchen Bauwerken auftreten — mit Sicherheit widerstehen, müssen die Anker mit ihren Platten einmal soviel Fundamentstoff erfassen, daß das Fundament als Ganzes in sich zusammenhält, und anderseits muß das Fundament so schwer sein, daß es nicht in seiner unteren Bodenfläche anlüftet. Um den inneren Zusammenhang des Fundaments zu wahren, ist zunächst mal die Größe der Ankerplatte oder des am Ankerkopf sitzenden Rahmens, welcher gewöhnlich mehrere Anker faßt, im Fundament festzulegen.

Die Stärke einer Ankerplatte oder das Profil eines solchen Rahmens kann man nach der bekannten Gleichung $M = W \cdot \sigma$, worin M das Moment $\frac{\sum Z}{2} \cdot \frac{l}{4}$ mit Bezug auf beistehende Abb. 1 u. 2 ist, bestimmen, wie man gewöhnlich die Stärke von Auflagerplatten für Brückenträger berechnet. Es ließe sich aber auch auf Grund der Theorie „Stäbe auf nachgiebiger Unterlage", Föppl Band III, § 46, 1919 ein genauerer Rechnungsgang, allerdings mit Einführung von Werten für die Eindrückungen, welche nach Versuchen anzunehmen wären, ermitteln.

Die Stärke der Ankerplatte hängt von der Plattenbreite und -länge (Plattenfläche) ab und diese bestimmt sich anderseits auch

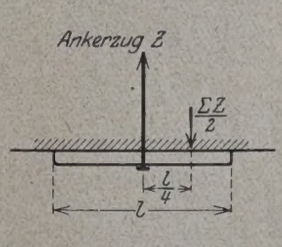


Abb. 1.

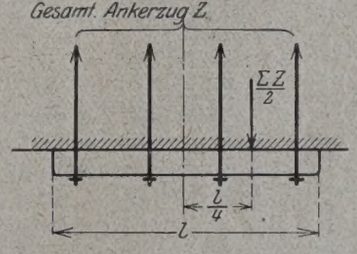


Abb. 2.

nach der zulässigen Pressung auf das Fundamentmauerwerk.

Die Größe dieser Pressung ist von Einfluß auf den inneren Zusammenhang des Blockes.

Im wirtschaftlichen Interesse liegt es nun, den Wert für diese Pressung so zu wählen, daß neben Wahrung des Zusammenhanges des Fundamentes das kleinstmögliche Gewicht der Platte erreicht wird. Zur Erreichung dieses Zweckes soll der Aufsatz „Über die zulässige Pressung zwischen Auflagerpatte und Mauerwerk" von Herrn Dipl.-Ing. Hans Schäfer im Zentralbl. d. B.-Verw. Nr. 94, 1919 herangezogen werden.

Die dort erwähnten Versuche von Bauschinger und Bach gestatten die Annahme von größeren Werten, als sie für reine zulässige Druckbeanspruchung für Mauerwerk normalerweise üblich und vorgeschrieben sind. Was dort über Auflagerplatten gesagt wird, kann auch auf Ankerplatten angewendet werden.

Die dort angeschriebene Formel lautet: $K_b = K_0 \sqrt[3]{\frac{F_0}{F_b}}$, worin bedeuten:

K_0 die zulässige normale Druckbeanspruchung im Mauerwerk,
F_b die Fläche der Platte,
F_0 die Fläche des Fundamentes — für unseren Fall in der Ebene der Plattenfläche gemessen,
K_b die zulässige Pressung zwischen Platte und Mauerwerk.

Da nun wohl im allgemeinen die kleinste Fundamentstärke 60 cm (2 Ziegellängen 2 × 25 + 10 cm Ankerloch = 60 cm) beträgt, so würde bei einer Plattengröße von 20 cm

$$K_b = \sim 2\, K_0$$

werden. Man könnte also mindestens den doppelten Wert der normalen zulässigen reinen Druckbeanspruchung für diese Pressung zwischen Ankerplatte und Fundamentmauerwerk zulassen.

Das würde also entsprechend den preußischen Vorschriften Seite 12 u. a. sein für

Nr.	5. Mauerziegel zweiter Klasse	14	kg/cm²
„	6. „ erster „	20	„
oder „	7. „ „	28	„
„	10. Klinker	70	„
und für	Beton 2 × 30	60	„

Für Beton ist dabei die normale zulässige Druckfestigkeit $^1/_5$ der Bruchfestigkeit 150 zu 30 kg/cm² bestimmt.

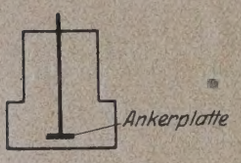


Abb. 3.

Was nun noch die Ankerlänge anbelangt, so ist dieselbe natürlich der Fundamenthöhe entsprechend so groß auszuführen, daß durch diese Anker und deren Platte das Fundament genügend erfaßt wird, wie Abb. 3 zeigt.

Oder es sind über die Ankerplatte abzweigend gebogene Eisen, die den unteren Fundamentteil mit fassen, wie etwa in Abb. 4 dargestellt, einzuziehen.

Bei Anordnung von 2 und mehr Ankern ist in ähnlicher Weise vorzugehen.

Die Abb. 3 u. 4 sollen nur den Grundsatz — Erfassung genügender Menge von Fundamentstoff — zeigen. Besondere Einzelheiten und sonstige Regeln anzugeben, würde natürlich infolge der verschiedenen Möglichkeiten der Fundamentformen, der Ausbildung der Säulenfüße und der Verankerung an und für sich als nicht hierher gehörig zu weit führen.

Das Gesamtgewicht des Fundamentes, was für die Sicherheit des ganzen Blockes gegen Aufheben ausschlaggebend ist, wäre nun nach folgenden Grundlagen zu bestimmen.

I. Für Ankerzüge:

a) aus Winddruck von 150 kg/qm,
b) aus sonstigen anderen Belastungen,
c) aus Lasten nach a) und b) zusammen.

Für jeden dieser 3 Fälle unter a, b und c soll das Fundamentgewicht gleich dem Ankerzug sein.

Als Sicherheit wäre die auf den Sockeln auflastende Erde anzusehen. (Abb. 5).

Es wäre also

$$G = Z,$$

Sicherheit:

$$n = \frac{G + E}{Z},$$

worin G = Fundamentgewicht,
E = Gewicht der auflastenden Erde,
Z = Ankerzug

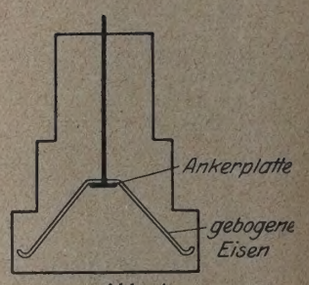


Abb. 4.

Die Form des auflastenden Erdkegels nach Abb. 5, also die Größe des Winkels $\alpha = 45^0$ ist natürlich eine Annahme, die sich aber in der Praxis bewährt hat. Genau könnte dieser Winkel natürlich nur durch Versuche festgestellt werden.

II. Für Ankerzüge:

a) aus größeren Winddrücken als 150 kg/qm, also bis 250 kg/qm,
b) aus sonstigen anderen Lasten,
c) aus Lasten unter a) und b) zusammen.

Für jeden dieser 3 Fälle a, b und c wird vorgeschlagen, das Fundamentgewicht so zu bestimmen, daß dasselbe mit dem Gewicht der auflastenden Erde nach Form Abb. 5 zusammen gleich dem Ankerzug wird. Die Sicherheit läge dann im Zusammenhang des Erdkegels mit dem übrigen Erdreich.

Da diese Belastungsannahmen im Hinblick darauf, daß in unseren Gegenden nicht nur 250 kg/qm, sondern auch schon 150 kg/qm so gut wie überhaupt nicht auftreten, und daß ferner der Fall b allein wohl auch kaum vorkommt, sondern dann immer Fall c zu betrachten ist, so dürfte genügend Sicherheit in den so bestimmten Fundamentgrößen liegen. Bekanntlich ist ein Winddruck von 70 kg/qm für unsere Binnenlandverhältnisse der normale Höchstwert.[1])

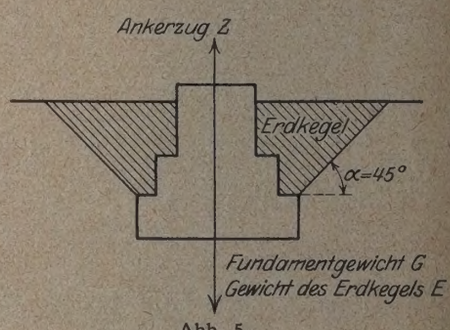


Abb. 5.

Es wären also die Fundamente nach beiden Belastungsfällen I und II, vorausgesetzt, wenn II. überhaupt notwendig ist zu untersuchen, zu bestimmen und das größte Gewicht aus beiden Rechnungen zu wählen.

In der Praxis sind mit dieser Art, die Fundamente zu berechnen, keine schlechten Erfahrungen gemacht worden.

Es haben die Fundamente einerseits immer sicher gehalten, anderseits ist auch kein Übermaß an Materialaufwand herausgekommen.

Vielleicht geben diese Vorschläge auch anderen Fachgenossen die Anregung, ihre Ansichten und Erfahrungen zu übermitteln, damit auf diese Weise brauchbare Ergebnisse für ein wirtschaftliches und richtiges Bauen entstehen und in einheitlicher Form mit in die Bestimmungen als Richtlinien aufgenommen werden können.

[1]) Saller, „Winddruck bei Brücken", Centralblatt der Bauverwaltung 1915, Heft 1; Pfütze, Zeitschrift Brückenbau 1919, Heft 12, S. 94.

Druckfehlerberichtigung!

In dem Aufsatz „Turbinenfundamente aus Eisenbeton" in Heft 16 und 17 müssen folgende Druckfehler berichtigt werden:

1. Seite 439 rechte Spalte 19. Zeile von oben, die Gleichung muß lauten:

$$2{,}736\,\alpha^6\,(3-\alpha)^2 - 1{,}656\,\alpha^2\,(3-\alpha)^6 = 0$$

anstatt $2{,}736\,\alpha^6\,(3-\alpha^2) - 1{,}656\,\alpha^2\,(3-\alpha)^6 = 0.$

2. Seite 475 linke Spalte 9. Zeile von oben, die Gleichung muß lauten:

$$\eta = 0{,}0017 \cdot \frac{P\,l^3}{E\,J_1}$$

anstatt $\eta = 0{,}0043 \cdot \frac{P\,l^3}{E\,J_1}.$

LITERATURSCHAU.

Gesammelt und geordnet von Regierungsbauführer Dipl.-Ing. C. Lehmann, Dresden.

Baustoffkunde.

940. Der Einfluß des Mischverfahrens auf die Festigkeit von Mörteln für Tief- und Wasserbauten. Tiefbau 1921, Heft 76, S. 321—322 mit 2 Tabellen. Versuche bestätigen den alten Erfahrungssatz, daß Traßkalkmörtel einer durchaus innigen Vermischung des Trasses mit dem Kalk bedarf, um seine Erhärtungsfähigkeit zur möglichst vollen Entfaltung bringen zu können.

Statik und Festigkeitslehre.

941. Das elastische Bild — eine Verallgemeinerung der Elastizitätsellipse nebst Anwendungen auf das gelenklose Rahmenfachwerk. Von Dr.-Ing. Josef Krebitz, Graz. Zeitschr. f. Architektur und Ingenieurwesen 1921, Heft 8—10 mit 9 Abb.

942. Die Entstehung von Spannungen bei der Wärmebehandlung. Von Prof. W. Tafel in Breslau. Stahl u. Eisen 1921, Heft 37, S. 1321—1328 mit 13 Abb. Es wird der Beweis erbracht, daß jede Wärmebehandlung eines kugelförmigen, prismatischen oder zylindrischen Körpers dessen Spannungszustand ändert. Daraus werden die hauptsächlichsten Formänderungen beim Härten abgeleitet und praktische Folgerungen für das Glühen und Härten von Stahl gezogen.

943. Ein Beitrag zur Frage des Holzfaserbruches im Stahl. Von Ing. J. Hanny, Judenburg in Steiermark. Stahl u. Eisen 1921, Heft 37, S. 1298—1300. Bei der Erzeugung von Geschützstahl gelang es, die Entstehung des Holzfaserbruches durch Maßnahmen zu verhindern, die unter der Annahme getroffen wurden, daß aus Oxyden entstandene Einschlüsse von Kohlenoxydbläschen die Ursache seien

944. Erfahrungen mit Maschinen zum Schweißen durch elektrischen Widerstand in Eisenbahnwerkstätten. Von Dipl.-Ing. W. Bastänier, Regierungsbaurat in Chemnitz. Organ für die Fortschritte des Eisenbahnwesens 1921, Heft 17, S. 177—179 mit 5 Abb. Ergebnisse über Versuche mit elektrischer Stumpfschweißung. Vergleich der Wirtschaftlichkeit elektrischen Schweißens und des Schweißens mit Feuer.

945. Berechnung mehrstieliger Rahmen. Génie Civil v. 20. Aug. 1921, S. 167—171, v. 27. Aug., S. 187 bis 191 und v. 3. Sept. 1921, S. 203—207 mit 7 Abb. Ausgehend vom allgemeinen Verfahren der 5-Momenten-Gleichungen werden für mehrere einfachere Sonderfälle gebrauchsfertige Formeln gegeben.

946. Windbeanspruchung von Antennen und Antennentürmen. 25 Zeilen in Génie Civil, v. 3. Sep 1921, S. 219 nach Electrician v. 1. Juli. Hauptergebnis: Windstärke in 300 m Höhe durchschnittlich doppelt so groß wie am Erdboden.

947. Einige besondere Knickfälle. Von Prof. Biezeno. Berechnung der Knickkraft für einen geraden, prismatischen Stab, der durch sich über die Längsachse kontinuierlich verteilende Druckkräfte belastet ist.

1. Fall. Die Belastung ist gleichmäßig auf der ganzen Stablänge.

2. Fall. Die Belastung nimmt linear zu nach der Stabmitte hin.

3. Fall. Die Belastung nimmt nach der Stabmitte hin linear ab bis auf null.

4. Fall. Die Belastung nimmt nach der Mitte hin parabolisch zu.

Hinweis auf eine Annäherungsberechnung von S. Timoschenko: Sur la stabilité des systèmes élastiques. Annales des Ponts et Chaussées 1913, De Ingenieur 1921, Heft 27, 4 Seiten, 1 Abb.

948. Fall- und Explosionsversuche auf Eisenbetonbalken. Von Dr.-Ing. Emperger. Versuchsergebnisse der militär-technischen Kommission zu Wien zur Ermittlung dynamischer Einflüsse auf Eisenbetonkonstruktionen. 1. Fallversuche mit einem Gewicht von 94 kg bei einer Fallhöhe von 0,30—3,50 m. 2. Sprengversuche mit 0,05—1,5 kg Ekrasit. Aufzeichnung der Biegelinien bei beiden Versuchsarten. — (Fortsetzung folgt.) Gewapend Beton 1921, Heft 1, 4½ S., 14 Abb.

949. Der Einfluß bewegter Lasten auf die Kräfte in Brückenüberbauten. Engineering v. 29. Juli 1921.

950. Schwingungsmessungen an einem 200 m hohen Funkturm aus Eisenbeton in Japan. Bauvorgang, Schwingungskurven. Engineering, 29. Juli 1921.

951. Berechnung von rechteckigen Eisenbetonplatten. Engineering v. 5. August 1921, 12. August 1921.

Brückenbau.

a) Allgemeines.

— — — —

b) Hölzerne Brücken.

952. Der schweizerische Holzbrückenbau von 1750 bis 1850. Von Dr.-Ing. J. Brunner, Luzern. Schweizer. Bauzeitung 1921, Heft 12, S. 139—141 mit 7 Abb. Es werden Beispiele von hölzernen Brücken mit gewaltigen Spannweiten und einer ausgewählten architektonischen Ausschmückung angeführt, die den hohen Stand des schweizerischen Holzbrückenbaues bereits am Ende des 17. Jahrhunderts erkennen lassen.

c) Stein- und Betonbrücken.

953. Schlackenbeton-Brücke bei Reading (Pennsylvania). Génie Civil, 3. Sept. 1921, S. 201—203 mit 10 Abb. Entwurf und Baubeschreibung der aus 13 Bogenöffnungen von 31 und 16 m Stützweite bestehenden, in Steigung und Krümmung liegenden Straßenbrücke.

954. Die Lot-Brücke bei Villeneuve (Depart. Lot-et-Garonne), (Schluß). Génie Civil, 13. August 1921, S. 146 bis 150. Der Schluß des Aufsatzes behandelt Einzelheiten der statischen Berechnung dieser weitgespannten Betonbrücke.

d) Eisenbetonbrücken.

— — — —

e) Eiserne Brücken.

955. Bau einer Hängebrücke von 533 m Stützweite über den Delaware in Philadelphia. Génie Civil v. 27. Aug. 1921, S. 193—194, 6 Abb. (nach Engineering News-Record v. 23. Juni). Der Bau soll demnächst beginnen und 1926 vollendet sein. Fahrbahn zweistöckig, Hauptträgerabstand 21,7 m; mit Vergleichsentwurf einer Auslegerbalkenbrücke.

956. Amerikanische Hubbrücken. Allgemeines, amerikanische Verhältnisse, genaue Besprechung mehrerer der größten Brücken, Gründung, Bauvorgang, Kosten, Abbildungen, Engineering v. 29. Juli, 5. und 12. Aug. 1921.

Hochbaukonstruktionen und Zementwaren.

957. Bericht über die Tätigkeit des Vereinslaboratoriums. Von Dr. Framm. Zement 1921, Heft 38 u. 39, S. 471—74, 485—89, mit 4 Tabellen u. 1 Abb. Bericht über die Ergebnisse der allgemeinen Zementprüfung 1920 auf Erfüllung der Normenvorschriften.

958. Traßzusatz zur Erhöhung der Salzwasserbeständigkeit des Betons. Von Dr. Richard Grün, Blankenese. Zement 1921, Heft 38, S. 474—75, mit 1 Tafel. Es wird die günstige Einwirkung von Traß auf die Hochofenzementbetone, im besonderen auf deren Salzwasserbeständigkeit beschrieben und durch Zahlen belegt.

Gründungsarbeiten usw.

959. Die Gefahr der Sackungen bei Pfahlfundierung in aufgehöhtem Boden. Von R. ver Loren, van Thermat, Van der Graf u. De Ruijter. De Ingenieur 1921, Nr. 29 u. 38, 3½ S., 7 Abb.

Wasserbau.

a) Gewässerkunde und Wasserwirtschaft, Wasserrecht, Wasserbewegung.

960. Versuche über die Fallbewegung von Kugeln und kugelähnlichen Körpern im Wasser als Grundlage der Schwemmstoffbewegung in Flüssen und Werkkanälen. Von Dr.-Ing. R. Winkel, Berlin. Zeitschr. d. V. D. I. 1921, Heft 39, S. 1028—29. Ergebnisse von Versuchen, die in der Versuchsanstalt für Wasserbau und Schiffbau in Berlin angestellt wurden.

960a. Betrachtungen über Wasserbewegung und Bewegung von festen Stoffen in Flüssen, auf Grund von Beobachtungen am Wasserweg von Rotterdam nach See. Von Canter Cremers. De Ingenieur 1921, Nr. 38, 20 S., 13 Abb.

b) Flußbau, Kanalbau, Seebau, Hafenbau, Schleusenbau.

961. Der Küstenkanal (Kanalverbindung von der Ems bei Dörpen zur Unterweser über Kampe—Oldenburg—Elsfleth). Deutsche Bauzeitung 1921, Nr. 76, S. 337—39. Geschichtliches, verkehrspolitische und volkswirtschaftliche Bedeutung des Küstenkanals.

962. Die Wasserstraßenverbindung Rheinlands und Westfalens mit den Küstenstädten. Von Dr. M. Hahn, Düsseldorf. Stahl und Eisen 1921, Heft 38, S. 1330—37, mit 1 Abb. Es wird die Notwendigkeit des Ausbaues einer leistungsfähigen Wasserstraße von Rheinland-Westfalen nach den deutschen Küstenplätzen begründet.

963. Hamburgs Fürsorge für die Unterelbe bis zum 1. April 1921. Von Oberbaurat Lorenzen, Hamburg. Werft und Reederei 1921, Heft 18, S. 549—562, mit 1 mehrfarbigen Tafel u. 21 Abb. Die technische Entwicklung der Unterelbe. Die technischen Arbeiten und Ausführungen, die im Laufe der Jahrzehnte notwendig geworden sind, um den unregelmäßigen und verwilderten Lauf der Unterelbe in die Bahnen und Abmessungen hinsichtlich der Breite und Tiefe zu zwingen, die dem Zustand vor dem Kriege entsprachen. Über Anlagen und Einrichtungen, die dazu bestimmt sind, den Schiffen das sichere Befahren der Unterelbe zu jeder Zeit zu ermöglichen.

964. Gespülte Staudämme auf abzudichtendem Untergrund in Amerika. Von Dr.-Ing. F. W. Schmidt, Münster i. W. Zentralblatt der Bauverwaltung 1921, Nr. 77, S. 478—80, mit 8 Abb. Ein Spülverfahren wird beschrieben, das sich in Amerika beim Bau von Dämmen sehr bewährt hat.

965. Fugendichtung bei Schleusenbauten mittels Gummi und Chromleder. Tiefbau 1921, Heft 75, S. 317—318 mit 2 Abb. Versuche ergeben, daß sich bei starkem Temperaturwechsel (50°) und 2 Atm. Wasserdruck nur der Gummi einwandfrei bewährt.

966. Ist eine bedeutende Ersparnis bei der zukünftigen Zuidersee-Trockenlegung möglich? Von Ing. A. A. Mussert. De Ingenieur 1921, Nr. 34. Besprechung der drei Projekte für die Trockenlegung des Zuidersees.

967. Der Ausbau des Rotterdamer Hafens in den letzten Jahren. Von A. C. Burgdorffer. De Ingenieur 1921, Nr. 32/33. Die durch Anwachsen des Hafenverkehrs bedingten Erweiterungsbauten mit konstruktiven Hinweisen auf Piers- und Kaianlagen.

968. Die Trockendockanlagen im Hafen von Aalborg. Vortrag vom Hafeningenieur Ivar Tybjerg. Ingeniören 1921, Nr. 65, 12 S., 12 Abb. Sehr ausführliche Beschreibung der Vorarbeiten und des Bauvorganges.

969. Betonbauten am Maas—Waal-Kanal. Von Van der Kloes. Gewapend Beton 1921, Nr. 1, 3 S., 8 Abb. Die Basaltverkleidung von Betonmauern leidet darunter, daß sie infolge des ungleichen Setzens sich von der Mauer löst. Daher wurde für den Bau einer Schleuse vorgeschlagen, die Mauern durch gepreßte Betonsteine zu verkleiden. Über das Verhältnis von Stein zu Fugenstärke wurden Versuche vorgenommen. Ferner wurde eine Probemauer ausgeführt, bei der in bezug auf Herstellungsschnelligkeit durch ungelernte Arbeiter gute Erfolge erzielt wurden. Ihre Zerstörung nach 4 Monaten ergab, daß die Verblendung mit Betonsteinen am hinterfüllten Beton außerordentlich festhielt.

970. Auf welcher Höhe müssen Flußbuhnen angelegt werden? Von Gockinga, Sprenger, Dr. Sely. De Ingenieur 1921, Heft 21, 23, 26, 5 S.

971. Die Verbesserung und Vergrößerung des Hafens von Delfzijl. Von P. Wijtenhorst. De Ingenieur 1921, Heft 37, 6 S., 6 Abb.

972. Die Kaimauern für tiefgehende Seeschiffe im Hafen von Delfzijl. Von van Wisselingh. De Ingenieur 1921, Heft 37, 2½ S., 5 Abb.

973. Das Gesetz über den Ausbau der Rhone. Génie Civil, 3. September 1921, S. 215—216. Das im Mai verabschiedete Gesetz sieht u. a. den Ausbau der Rhone und eines Rhone-Rhein-Kanals für 1200-t-Schiffe sowie die Gewinnung von etwa ¾ Mill. kW elektrischer Energie vor, wovon der größere Teil an die Stadt Paris und die P.-L.-M.-Bahn geliefert werden soll.

c) Wehre, Talsperren, Wildbachverbauungen, Wasserkraftanlagen, Bewässerungen usw.

974. Der Bau von Wasserkraftwerken an der Donau. Von Ing. Emil Grohmann, Hofrat im Bundesministerium für Handel und Gewerbe, Industrie und Bauten. Zeitschr. des Österr. Ing.- u. Architekten-Vereines 1921, Heft 32—33, S. 207—211. Es werden Erfahrungen besprochen, die beim Bau von Wasserkraftanlagen und Schleusen in Österreich gemacht wurden.

975. Das Wasserkraftwerk der Mittenwaldbahn. Die Wasserkraft 1921, Heft 18, S. 236—238 mit 3 Abb. Über die Anlage und Leistungsfähigkeit.

976. Schweizer Rundfragen und Versuche über Dichtung von Staudämmen, Druckstollen, Kanalsohlen u. dgl. durch Aufschlickung (Kolmatierung). ⅙ S. in Génie Civil, 3. September 1921, S. 215. Bearbeitung der Rundfragen und Versuche noch nicht abgeschlossen.

977. Der Grunderwerb für das Waldorfer Sammelbecken. Von G. Reinhard, Präsident des Landeskulturamtes in Cassel. Zentralblatt der Bauverw. 1921, Heft 75 u. 77, S. 461—465, 476—478 mit 1 Abb. Das Talsperrengebiet, der Grunderwerb im besonderen, die Wiederansiedlung der Sperrebewohner und die Neugestaltung der öffentlich-rechtlichen Verhältnisse im Sperrgebiet.

978. Die Wasserversorgung von Johannesburg, im besonderen die Stauanlage im Tale des Vaal. Engineering, 26. August 1921. Ausführlichere Besprechung von Konstruktion und Ausführung der Sperrmauer. Mit Abb.

Erdbau, Tunnelbau und Bergbau.

— — — —

Straßenbau.

979. Der wirtschaftliche Straßenbau in Flachbausiedlungen. Ein Beitrag zum Wohnungsgesetz 1918. Von Magistratsbaurat Dr.-Ing. E. Neumann, Charlottenburg. Verkehrstechnik 1921, Heft 27, S. 435—441 mit 8 Abb. und 4 Tabellen. Es werden Untersuchungen über die wirtschaftliche Straßenherstellung angestellt, wobei die drei besonderen Merkmale der Straße, die Straßenbreite, die straßenmäßige Einteilung und die Straßenbefestigung getrennt behandelt werden.

Eisenbahnbau und -betrieb.

980. Der Verschleiß an Rad und Schiene beim Rillenschienenoberbau. Von Ingenieur Franz Hartmann, Oberinspektor der Wiener städtischen Straßenbahnen. Verkehrstechnik 1921, Heft 26, S. 396—397 mit 3 Abb. An der Hand der bestehenden Form der Schiene wird die Notwendigkeit dargetan, dem Radreifen ebenfalls eine Form zu geben, die es ihnen ermöglicht, diese während der ganzen Dauer seiner Laufzeit beizubehalten, ohne daß man an ihm durch Drehen nachhelfend einwirken mußte.

981. Grundlagen und Ergebnisse der Gleiswirtschaft. Von Rechnungsrat Rud. Schmidt, Berlin. Zeitung des Vereins Deutscher Eisenbahnverw. 1921, Heft 38, S. 693—697.

982. Beförderung der Schwellen mit Maschinen in der Weichenwerkstätte Witten. Von Regierungs- und Baurat Fabian, Amtsvorstand der Weichenwerkstätte Witten. Organ für die Fortschritte des Eisenbahnwesens 1921, Heft 17, S. 179—181 mit 6 Abb. Über die Wirtschaftlichkeit der Schwellenbeförderung durch Krane.

983. Elektrischer Antrieb von Drehscheiben. Von Oberingenieur E. Schwarz in Wien. Organ für die Fortschritte des Eisenbahnwesens 1921, Heft 17, S. 179 bis 181 mit 6 Abb. Es wird eine Drehscheibenanlage mit elektrischem Antrieb und Übertragung von der Winde auf die Scheibe durch eine gleichgliedrige Kette besprochen.

984. Über die Entwicklung der deutschen Kleinbahnen. Von Prof. Dr.-Ing. F. Helm, Berlin. Verkehrstechnik 1921, Heft 26, S. 391—396 mit 4 Abb. Die Betrachtungen beziehen sich auf die in der deutschen Kleinbahnstatistik enthaltenen Bahnen, das sind die Straßenbahnen und die nebenbahnähnlichen Kleinbahnen. Entwicklung der Streckenlänge, der Betriebsmittel, des Anlagekapitals, des Verkehrs und des Ertrages der Kleinbahnen.

985. Die Elektrisierung der Chicago-, Milwaukee- und St. Paul-Eisenbahn. Von Elektroing. L. H. C. Beerstecher. De Ingenieur 1921, Heft 34. Elektrische Anlagen und Einrichtungen der Bahn. Einzelheiten der elektrischen Lokomotiven.

986. Verwendung von Spezialstählen im Eisenbahn- und Straßenbahnbau. Génie Civil, 13. August 1921, S. 155 nach dem Bulletin de l'Association internationale des chemins de fer vom Juni. Versuche besonders an Herzstücken und Weichen mit gutem Erfolg; neuerdings auch für Stadtbahnschienen in Kurven; Erfahrungen darüber noch nicht genügend.

987. Gemischter Betrieb elektrischer Bahnen durch Spurfahrzeuge und gleislose Motorwagen. ¼ S. im Génie Civil, 20. August 1921, S. 179. In England und Amerika hofft man durch diesen gleislosen Betrieb an Anlagekosten für die Erweiterung der Außenlinien zu sparen. (Nach Electric Railway Journal vom 18. u. 25. Juni.)

Eisenbetonbau.

(Eisenbetonbrücken siehe unter Brückenbau!)

988. Verschiedene ingenieurtechnische Untersuchungen bezüglich der Gliederung und der architektonischen Gestaltung von Stützmauern in Beton- und Eisenbetonkonstruktionen. Von Regierungsbaumeister Kropf, Tapiau i. Ostpr. Zement 1921, Heft 38, S. 475—478 mit 4 Abb. Verfasser weist auf die mancherlei Gelegenheit hin, die sich dem Ingenieur zur Berücksichtigung seiner konstruktiven und statischen Maßnahmen sowie der Kostenfrage bei den Wünschen nach äußerer Gestaltung auf dem Gebiete des Stützmauerbaues bietet.

989. Bericht über die Ergebnisse der auf Veranlassung des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton ausgeführten Versuche über das Rosten von Eiseneinlagen in Beton. Erstattet von Dr. Goslich, Berlin, auf der 44. Generalversammlung des Vereins Deutscher Portland-Zement-Fabrikanten am 3. u. 4. Mai 1921. Zement 1921, Heft 36 u. 37, S. 450—451, 460—463. Die in Karlshorst angestellten Versuche waren zufriedenstellend.

Eisenbau.

(Eiserne Brücken siehe unter Brückenbau!)

— — — —

Holzbau.

990. Entwurf zu einem weitgespannten frei tragenden Hallendach in Holzkonstruktion. Konstruiert von Baumeister Ernst Noack, Dresden. Der Holzbau 1921, Heft 19, 2 S., 3 Abb. Der Entwurf ist bereits 1909 ausgearbeitet worden. Die als Dreigelenkfachwerkbögen ausgebildeten Doppelbinder haben Gurte von kastenförmigem Querschnitt 67,75 m Stützweite von Mitte zu Mitte Gelenk und 10,85 m Pfeil.

Städtebau und städtischer Tiefbau.

991. Grundbegriffe des Städtebaues. Von Stadtbaurat Kalbfus, Landau. Der städtische Tiefbau 1921, Heft 18, S. 147—150. Es wird das Werk Prof. K. A. Hoepfners unter dem mit der Überschrift gleichlautenden Titel besprochen.

992. Beiträge zur Berechnung von Rückhaltebecken bei Städtekanalisationen. Von Dipl.-Ing. Hugo Jeschke. Der städtische Tiefbau 1921, Heft 17, 18 u. 19 mit 13 Abb. Über das Wesen und den Zweck der Rückhaltebecken bei Städtekanalisation sowie deren Berechnung unter verschiedenen Bedingungen.

993. Die Wiederherstellung der durch Wassereinbruch zerstörten Entwässerungskanäle in Milwaukee. 1/6 Seite in Génie Civil, 27. August 1921, S. 199. Hinweis auf einen Aufsatz in Engineering New-Records vom 7. Juli.

994. Bebauungsplan für Casablanca (Marokko). Génie Civil, 20. August 1921, S. 161—167 mit 8 Abb. Die erstaunliche Entwicklung der Stadt seit 1908 wird eingehend behandelt; es wird damit gerechnet, daß sie sich in absehbarer Zeit zu einer Großstadt von europäischem Charakter entwickeln wird.

995. Das Wachsen der Stadt Groningen unter dem Einfluß des Wohnungsgesetzes. Von Mulock Houwer. De Ingenieer 1921, Heft 37, 10 S., 4 Stadtpläne, 4 Abb.

996. Die neuen Trinkwasseranlagen für Birkenhead (am Mersey, gegenüber Liverpool). Stauanlage, Hochbehälter aus Eisenbeton. Engineering, 19. August 1921 mit Abb.

Kunst im Ingenieurwesen. — Wirtschaftliches. — Personalnachrichten. — Vereinsnachrichten. — Standesvertretung. — Sonstiges.

997. Die schiffahrtsrechtlichen Verhältnisse auf dem Rhein nach dem Kriege. Von Regierungsrat Dr. A. Lederle, Karlsruhe. Werft u. Reederei 1921, Heft 18, S. 546—549.

998. Die Wirkung des Versailler Vertrages auf den Oberrhein als Großschiffahrtsweg. Von Prof. Dr. Richard Hennig, Düsseldorf. Werft u. Reederei 1921, Heft 18, S. 533—540.

999. Die finanziellen Aussichten der Reichsbahnen. Von Prof. Dr.-Ing. Risch, Braunschweig. Verkehrstechnische Woche 1921, Heft 38, S. 307—308 mit zwei Abb. Es wird der Einfluß der Überkapitalisierung an Hand der Rentenformeln gemacht und ein Vorschlag zur Gesundung der Eisenbahnfinanzen gebracht.

1000. Zum 50jährigen Bestehen des Verbandes Deutscher Architekten- und Ingenieur-Vereine 1871—1921. Von Verbandsdirektor Regierungsbaumeister Fritz Eiselen, Berlin. Wochenschrift des Architekten-Vereins zu Berlin 1921, Heft 35, S. 137—146. Über seine Entstehung und Entwicklung, seine Leistungen auf den mannigfachsten Gebieten.

1001. Zur Frage des volkswirtschaftlichen Studiums. Von Dr. Schmidtborn, Oberstltnt. a. D. Technik u. Wirtschaft 1921, Heft 9, S. 552—555. Es wird die Frage der Ausgestaltung des Studiums für Volkswirte an Hand eines Aufsatzes von Prof. Zitelmanns, Bonn, besprochen.

1002. Die wirtschaftliche Bedeutung erhöhter Abschreibungen. Von Dr.Ing. ter Meer, Direktor der Hannoverschen Maschinenbau-A.-G. Hannover-Linden. Technik u. Wirtschaft 1921, Heft 19, S. 528—535. Über die Kapitalselbstergänzung, die Höhe der Abschreibungen sowie die Selbstkostenberechnung.

1003. Zur Entwicklung der Industriekartelle. Von Dipl.-Ing. Dr. Seyfert, Würzburg. Technik u. Wirtschaft 1921, Heft 9, S. 517—528. Die drei großen Gruppen von Kartellen: Einkauf-, Fertigungs- und Verkaufkartelle. Trusts. Entwicklungsrichtung der Zusammenschlußbewegung in der Industrie. Besprechung zweier Veröffentlichungen der letzten Zeit. Prof. Dr. Liefmann: Kartelle und Trusts; Dr. S. Tschierschky: Zur Reform der Industriekartelle.

1004. Technik und Wirtschaft in Argentinien. Von Dr.-Ing. C. Offermann, Buenos Aires. Zentralblatt der Bauverw. 1921, Heft 79, S. 485—488. Die Lage im Jahre 1921 (Monat Mai).

1005. Bewertung der Brennstoffe. Von W. Schuen, Schierstein. Tonindustriezeitung 1921, Heft 111, S. 999 bis 1001. An Hand einer Tabelle wird eine Übersicht der Eigenschaften der Brennstoffe, ihrer chemischen Zusammensetzung und ihrer Verbrennungstemperatur gegeben.

1006. Die Betriebsräte in den deutschen gewerblichen Betrieben. Génie Civil, 13. August 1921, S. 153—154. Nach umfassendem Bericht urteilt der französische Verfasser, daß das deutsche Betriebsrätegesetz seinen Zweck, das Verhältnis zwischen dem Unternehmer und seinen Arbeitern zu verbessern, überhaupt nicht erreicht habe.

KURZE TECHNISCHE BERICHTE.

Bericht über die Tagung der Hafenbautechnischen Gesellschaft in Mannheim.

Am 22. 23. und 24. September fand die diesjährige Tagung der Hafenbautechnischen Gesellschaft statt, die eine große Anzahl von Ingenieuren und Industriellen in Mannheim vereinigte. Die aufstrebende Gesellschaft, die erst kurz vor dem Kriege gegründet wurde, hat es verstanden, das Interesse der Öffentlichkeit in weitgehendstem Maße zu erregen, und die Privatwirtschaft und die Behörden zu gemeinschaftlicher Tätigkeit zu vereinigen. Die diesjährige Tagung verlief dank der ausgezeichneten Vorbereitungen durch den rührigen Geschäftsführer, Baurat Baritsch, und durch den Vorsitzenden des Ortsausschusses, Direktor Kern in Mannheim außerordentlich glücklich. Eine Reihe von wertvollen Vorträgen (die eingehend in der Zeitschrift „Werft und Reederei" veröffentlicht werden sollen) wurden abgehalten, von denen ein kurzer Auszug im Nachfolgenden enthalten ist.

Zunächst sprach Herr Direktor Reinhardt von der badischen Aktiengesellschaft für Rheinschiffahrt und Seeschiffahrt vormals Fendel in Mannheim über das Thema

Die Häfen als Vermittler der Zusammenarbeit von Schiffahrt und Eisenbahnen.

Anknüpfend an die gerade in den Mannheimer Hafenanlagen in Erscheinung getretene Eigenart der Vermittlerrolle, die einer Hafenanlage als Bindeglied der Zusammenarbeit zwischen Schiffahrt und Eisenbahn zufällt, will der Vortrag nicht die technische Aufgabe der Häfen behandeln, sondern rückt die wirtschaftliche Seite in den Vordergrund

Der Badische Staat hat es schon in den ersten Anfängen der Entwicklung einer Großschiffahrt auf dem Rhein verstanden, Mannheim als Endpunkt dieser Rheinschiffahrt dem Zweck dienstbar zu machen, als Zubringer für das badische Staatsbahnennetz zu dienen und dadurch auch die wirtschaftlichen Interessen des badischen Landes zu heben und zu fördern. Der Erfolg dieser badischen Verkehrspolitik darf als Widerlegung der früher vielfach aufgestellten Behauptung, daß Flußschiffahrt und Eisenbahn Konkurrenten seien, dienen. Nur in einem Lande, wo der ganze Eisenbahnbetrieb in Händen des Staats vereinigt ist, und wo die Verkehrspolitik der Eisenbahnen, frei von privatkapitalistischen Interessen nach großen und auf die allgemeine Wirtschaft eingestellten Gesichtspunkten geleitet werden kann, ist das zielbewußte Zusammenarbeiten zwischen Eisenbahn und Binnenschiffahrt möglich, wie es sich während der Jahrzehnte nach der Reichsgründung in Deutschland entwickelt und nicht wenig zu dem raschen Emporblühen des deutschen Handels und der deutschen Industrie beigetragen hat.

Als Beispiel hierfür wird die Entwicklungsgeschichte der Mannheimer Hafenanlagen in kurzen Zügen dargestellt und geschildert, wie nicht nur Baden, die Rheinpfalz und das Elsaß, sondern auch das ganze Bayern und Württemberg von den Frachtvorteilen des kombinierten Wasser- und Bahnweges über Mannheim bzw. Ludwigshafen profitierten und wie sich speziell die Grenze des Hinterlandes von Mannheim bis weit nach Böhmen und Österreich-Ungarn hinein, in Wettbewerb gegen Triest und Fiume, und in der Schweiz bis an den Fuß der Alpen, ja sogar bis nach Norditalien hinein, im Wettbewerb gegen Marseille und Genua, ausgedehnt.

Der Vortrag faßt schließlich die Aufgabe der Binnenhäfen als Vermittler der Zusammenarbeit zwischen Schiffahrt und Eisenbahn in drei Punkten zusammen:

An erster Stelle steht das allgemeine volkswirtschaftliche Bedürfnis nach möglichst billigen Beförderungskosten im Güteraustausch, wie sie nur durch günstige Verbindung zwischen Wasser- und Schienenweg erreichbar sind. — Hierzu gehört auch die möglichst vollkommene und großzügige technische Ausgestaltung der Hafenanlagen, damit die Umschlagseinrichtungen eine beschleunigte Ent- oder Beladung der Schiffe und Eisenbahnwagen ermöglichen, weil sowohl die Schiffahrt wie die Eisenbahn ihre Frachten nur dann billigst gestalten können, wenn das schwimmende bzw. rollende Material in raschem Umlauf bleibt. Was in technischer Beziehung nach dieser Richtung hin geleistet werden kann, dafür bieten die Mannheimer Hafenanlagen ein anschauliches Bild.

An zweiter Stelle kommt der finanzielle Nutzen für die Staatsbahnen, der darin liegt, daß Gütermengen ihren Weg über deutsche Umschlaghäfen und dadurch auch über das deutsche Bahnnetz nehmen, die sonst über fremde Bahnen ihrem Bestimmungsort zugeführt werden würden.

Die dritte Aufgabe, die den Binnenhäfen zufällt, erblickt der Vortrag darin, die Ansiedlung neuer Industrie- und Handelsunternehmungen an den schiffbaren Wasserstraßen zu fördern und zu erleichtern, wodurch den betreffenden Hafenstädten finanzielle Vorteile durch Schaffung neuer Arbeitsgelegenheiten, Steuerzuwachs usw. zufließen, aber auch den Eisenbahnen wiederum Vorteil erwächst, dadurch, daß jedes neue Unternehmen zur Belebung des Güteraustausches und Schaffung neuer Frachteinnahmen für die Eisenbahn und zur Hebung der deutschen Volkswirtschaft im allgemeinen beiträgt. — Auch auf diesem Gebiet ist die Stadt Mannheim durch die Schaffung eines großen Industriehafens vorbildlich vorgegangen, und zwar in dem Augenblick, wo ihrer Vormachtstellung als Handelsplatz am Endpunkt der Rheinschiffahrt ein schwerer Schlag drohte durch die Weiterführung der Rheinschiffahrt über Mannheim hinaus nach Karlsruhe, Kehl und Straßburg bzw. Basel. Die Hafenanlagen Mannheims lassen in ihrer Entwicklungsgeschichte deutlich den Übergang Mannheims von einem reinen Umschlags- und Handelsplatz zu einem großen Industriezentrum, wie es Mannheim heute darstellt, erkennen.

Durch den Übergang sämtlicher deutschen Staatsbahnen und Binnenwasserstraßen auf das Reich ist eine Verschiebung der Verhältnisse eingetreten, die neue Probleme anstellt. Vor allem ist die Frage noch nicht restlos geklärt, ob es zweckmäßig ist, auch sämtliche Binnenhäfen an das Reich abzugeben. Gerade in Süddeutschland begegnet diese Idee einem gewissen Widerstand; in Baden neigt man auf Grund der jahrzehntelangen guten Erfahrungen zu der Ansicht, daß nur die Landesregierung die Lebensbedürfnisse des Handels und der Industrie im Lande überschauen und gegeneinander abwägen könne. Deshalb muß besonders in Baden der Gedanke mit Unbehagen erfüllen, daß die Wahrnehmung dieser Interessen in die Hände von Regierungsstellen in dem weitentfernten Berlin übergehen sollen. Zu der gleichen Ansicht neigt man auch in Württemberg und Bayern, weil dessen wirtschaftliche Interessen eng mit der Zukunft der badischen Häfen am Rhein und derjenigen an den neu zu schaffenden kanalisierten Wasserstraßen verknüpft sind. Man ist in Süddeutschland der Meinung, daß die Staatsregierung und die Stadtverwaltungen als Besitzerin von Hafenanlagen am besten alle Maßnahmen und Vorkehrungen treffen könnten, die sowohl den süddeutschen Verkehrsinteressen wie denen der Eisenbahn dienen, und daß die Wahrung dieser Interessen um so mehr den mit den örtlichen Verhältnissen genau vertrauten Stellen überlassen bleiben müsse, als durch den Versailler Friedensvertrag, der bekanntlich Frankreich und Belgien einen erheblichen Teil der deutschen Rheinflotte in Erfüllung der §§ 6 und 357 zuspricht, diese beiden Ententestaaten in steigendem Maße als Rheinschiffahrtsunternehmer in den Vordergrund treten und dementsprechend Ansprüche stellen werden.

Gerade in der Rheinschiffahrt steht man am Beginn einer Epoche schwersten Ringens um die Existenz. Ähnlich wird es auch auf der Elbe und auf der Oder sein, wo gleichfalls fremde Mächte sich in das bisher deutsche Tätigkeitsgebiet eindrängen. Deshalb ist zu wünschen, daß es der deutschen Binnenschiffahrt gelingen möge, diese schwere Krisis zu überwinden, sich zu neuer Blüte emporzuarbeiten, damit auch die deutschen Binnenhäfen weiterhin ihre Rolle als erfolgreiche Vermittler des Zusammenarbeitens zwischen Schiffahrt und Eisenbahn zum Segen der deutschen Volkswirtschaft erfüllen können.

Dann folgte ein Vortrag des Direktors der Oberrheinischen Eisenbahngesellschaft W. Kern-Mannheim über

die südwestdeutschen Wasserstraßen und ihre Hafenanlagen.

Das Rückgrat der west- und südwestdeutschen Wasserstraßen bildet der Rhein, der den Güteraustausch zwischen den Seehäfen und dem rheinisch-westfälischen Industriegebiet einerseits und dem Südwesten und Süden Deutschlands sowie der Schweiz anderseits vermittelt.

Die Verbesserungen der Schiffahrtsstraße des Rheins durch Vertiefung des Fahrwassers ermöglichten die Einstellung größerer Schiffsgefäße, die zur Bewältigung des außerordentlich gestiegenen Verkehrs notwendig wurden. Schleppboote bis 2000 ind. PS und Kähne bis 3581 Tonnen sind in den Dienst gestellt.

Die Oberrheinhäfen Mannheim-Rheinau, Ludwigshafen, Karlsruhe und Kehl-Straßburg weisen eine außerordentliche Entwicklung auf. Dementsprechend wurde der Ausbau und die Ausrüstung der Häfen vorgenommen.

Die Rheinregulierung von Sondernheim bis Straßburg gestaltete die Rheinschiffahrt bis Kehl-Straßburg zu einer das ganze Jahr über dauernden. Die Schweiz erhebt Anspruch auf die Weiterführung der Rheinregulierung bis Basel, um an die Großschiffahrtsstraßen des Rheins zu kommen. Es besteht ein Widerstreit der Meinungen, ob der Rhein zwischen Straßburg und Basel zu regulieren oder zu kanalisieren ist. In Frankreich betreiben einflußreiche Kreise das Projekt eines linksrheinischen Schiffahrts- und Kraftkanals. Die Zentralkommission für die Rheinschiffahrt wird zu bestimmen haben, was mit dem Oberrhein geschieht. Es ist zu hoffen, daß außer Deutschland und der Schweiz namentlich Holland, wahrscheinlich aber auch England und Italien gegen den linksrheinischen Kanal, der nichts anderes als eine französische Binnenwasserstraße sein würde, stimmen werden.

Der Baseler Hafen wird zu dem rechtsrheinischen Schutz- und Handelshafen bei Kleinhüningen und der linksrheinischen Umschlagstelle St. Johann ein großes Hafengebiet oberhalb Basel bei Biesfelden erhalten. Für Freiburg und Mühlhausen werden Hafenanlagen entstehen.

An Stelle des der deutschen Verfügungsgewalt entzogenen Oberrheins oberhalb Straßburg soll der kanalisierte Neckar als ein nach Osten verschwenkter, von fremder Beeinflussung freier Rhein treten. Die Kanalisierung von Mannheim bis Plochingen erfolgt für 1200-Tonnen-Schiffe. Mittels 26 Schleusen wird das 160 m betragende Gefälle überwunden und in ebenso vielen Kraftwerken 60 000 bis 70 000 PS gewonnen. Es wird mit einem Verkehr von 3,7 Millionen Tonnen zu Berg und 0,8 Millionen Tonnen zu Tal gerechnet. Die Baukosten sind nach Vorkriegspreisen zu 172 Millionen Mark ermittelt. Der Bau erfolgt durch die Neckar-A.-G. mit 300 Millionen Mark Aktienkapital, an der das Reich und die Uferstaaten maßgebend beteiligt sind. Die Bauzeit ist auf 12 Jahre festgesetzt.

Die Neckarkanalisierung von Mannheim bis Plochingen ist der erste Bauabschnitt der Großschiffahrtstraße vom Rhein über den Neckar zur Donau. Der Überlandkanal Plochingen—Ulm mit 65 km Länge steigt über Geislingen, die Geislinger Steig hinauf, auf die Höhe der Schwäbischen Alb mittels 20 Schleusen und von dort mittels 4 Schleusen zur Höhe der Donau bei Ulm hinab. Durch Überleitung von Donauwasser in den Kanal bei Geislingen mittels eines Stollens unter der Schwäbischen Alb hindurch lassen sich Wasserkräfte auf der Straße Geislingen—Plochingen gewinnen und die Neckarwasserkraft verbessern.

Um den Anschluß an die Rhein-Main-Donau-Großschiffahrtsstraße zu ermöglichen, wird die Donau von Ulm abwärts bis Belheim kanalisiert. Die Schiffahrtsstraße verläuft in der Hauptsache in Seitenkanälen. Das Gefälle von 130 m wird mittels 14 Schleusen überwunden und in 14 Haupt- und 5 Ergänzungswerken ausgenützt. Verfügbar werden 430 Millionen kWstd.

Der Donau-Bodensee-Kanal, von Ulm ausgehend, erreicht mittels 9 Schleusen die Wasserscheide zwischen Donau und Rhein und steigt mittels 13 Schleusen, wovon 10 Schleusen in der Schleusentreppe bei Mochenwangen vereinigt sind, zur Höhe des Bodensees bei Friedrichshafen hinab.

An Hafenanlagen sind am schiffbaren Neckar zu nennen: Mannheim und Heilbronn sowie zwei Sicherheitshäfen bei Eberbach und Neckarsteinach neben einer größeren Zahl von Umschlagsufern, sog. Lauern. Der Heilbronner Hafen wird wesentlich erweitert; Laden-

burg, Heidelberg, Neckargemünd, Eberbach und Neckarelz-Mosbach am badischen Neckar, Feuerbach-Zuffenhausen-Ludwigsburg, Stuttgart, Eßlingen und Plochingen am württembergischen Neckar werden Hafenanlagen und Umschlagsufer erstellen. Plochingen als Endpunkt des kanalisierten Neckars wird von besonderer Bedeutung für den Umschlag von Schiff auf Eisenbahn und umgekehrt werden.

Am Überlandkanal Plochingen—Ulm kommen Geislingen und Göppingen für Hafenanlagen in Betracht. Heidenheim wird durch eine Industriebahn mit dem Großschiffahrtsweg verbunden. Ulm plant Hafenanlagen, und zwar eine Reede und Umschlagshafen unterhalb und einen Industriehafen oberhalb der Stadt. Die an der kanalisierten Donau liegenden Städte Günzburg, Gundelfingen, Dillingen, Donauwörth und Ingolstadt werden Umschlagufer vorsehen. Der Anschluß der Städte Augsburg und München steht noch offen.

Für den Ulm-Bodensee-Kanal kommen Laupheim, Biberach, Schussenried-Aulendorf und Ravensburg als Umschlagplätze in Betracht, dann aber vor allem Friedrichshafen als Endpunkt des Kanals.

Bedingung für den Bau des Donau-Bodensee-Kanals ist die Durchführung der Oberrheinkanalisierung bis zum Bodensee.

Durch öffentlichen Wettbewerb sind für die Kanalisierung des Oberrheins von Basel bis zum Bodensee eine Reihe von Lösungen herausgekommen, die eine brauchbare Grundlage ergeben. Der preisgekrönte Entwurf „Flotte Fahrt" überwindet mittels 15 Schleusen das 149 m betragende Gefälle der 166 km langen Rheinstrecke und nützt in 15 Kraftwerken 2360 bzw. 900 cbm-Sek. Wassermenge aus. Der Kraftgewinn beträgt ohne die bestehenden Werke etwa 3 Milliarden kWh. Hafenanlagen werden an der Aaremündung bei Waldshut und Coblenz, bei Eglisau für Zürich und bei Schaffhausen entstehen.

Der Neckarkanal ist im Bau, seine Finanzierung gesichert. Am Oberrhein zwischen Basel und Bodensee werden die Wasserkraftwerke beschleunigt ausgebaut werden müssen, um den Bedarf an billiger elektrischer Energie decken zu können, und damit die Schiffbarmachung vorbereitet. Die Schweiz drängt auf die Schiffbarmachung des Oberrheins und wird ihr Ziel in absehbarer Zeit erreichen. Die Kanalisierung der oberen Donau von Ulm bis Belheim wird von Bayern durchgeführt werden müssen, um die Mittel für den Bau des Überlandkanals Nürnberg—Belheim zu schaffen. Dann kommt ganz von selbst der Bau des Verbindungskanals Plochingen—Ulm. Als letztes Glied in der Reihe der Wasserstraßen Südwestdeutschlands wird der Donau-Bodensee-Kanal verwirklicht werden.

Südwestdeutschland kann auf die Wasserstraßen, namentlich aber auf die Neckar-Donau-Verbindung nicht verzichten. Die Durchführung der letzteren ist eine Lebensfrage für Südwestdeutschlands Wirtschaft; sie muß deshalb mit aller Energie betrieben werden.

Die Vorträge über

Die wirtschaftliche und technische Umstellung der Reichskriegshäfen.

Zunächst wurde über den Hafen von Wilhelmshaven-Rüstringen gesprochen, und zwar behandelte Herr Gerhard Kayser, Leiter des Industrieamts Rüstringen i. O., die wirtschaftlichen Voraussetzungen der Umstellung, wobei er im wesentlichen ausführte:

Bei der Gründung Wilhelmshavens Mitte des vergangenen Jahrhunderts handelte es sich um die Anlage eines Kriegshafens. Für die Wahl des Standorts des neuen Hafens waren daher ganz andere Gesichtspunkte als bei den meisten übrigen künstlichen Stadtgründungen maßgebend. Auch die Entwicklung des neuen Hafens und seiner drei oldenburgischen Schwestergemeinden, der heutigen Stadt Rüstringen, zu einem bei Kriegsbeginn 110 000 Bewohner zählenden Stadtgebiet und zu einem industriellen Zentrum steht in unmittelbarem Zusammenhang mit dem schnellen Anwachsen der deutschen Kriegsflotte. Die Beschränkung dieser und der Rüstungsindustrie durch den Vertrag von Versailles zwingt beide Städte, sich eine neue wirtschaftliche Grundlage zu schaffen, die aufbauen kann, im Gegensatz zum Fehlen aller Voraussetzungen für das Werden einer großen Stadt zur Gründungszeit auf den riesigen, mit Werkstätten und mannigfachen Spezialeinrichtungen aufs reichste ausgestatteten Hafenanlagen mit ihrer vorzüglichen Fahrstraße zur See, auf die vor allem im Schiffs- und Maschinenbau geschulte Arbeiterschaft und ein leistungsfähiges Schiffbauhilfsgewerbe. Die weitere Entwicklung der Jadestädte muß sich an diese gegebenen Vorbedingungen und die Tatsache des Fehlens einer ein Hinterland erschließenden Wasserstraße aufs engste anlehnen, dabei gleichzeitig die Eigenart der anderen deutschen Nordseehäfen berücksichtigen. Deshalb kann die Zukunft der Jadestädte kaum in der Entwicklung zum Speditions- und Handelshafen, auch nicht so sehr in der zum Umschlagshafen von Massengütern liegen, sondern muß vielmehr zu der als Industriehafen führen, für den sie die weiten Flächen bereits aufgeschlossenen Industriegeländes, am tiefen Hafenwasser gelegen, besonders geeignet machen.

Wilhelmshaven liegt an einer jungen, erst im Mittelalter entstandenen Seebucht, der Jade. Diese hat mit 10 m unter Niedrigwasser größere Tiefe als die Ems mit 5,5 m, die Weser mit 7,5 m und die Elbe mit 8 m. Die Jade verdankt diese Tiefe der natürlichen Lage und auf die Dauer wirkenden Bauausführungen und wird die Tiefe auch voraussichtlich behalten. Um Wilhelmshaven von See zugänglich zu erhalten, bedürfen nur die Einfahrten verhältnismäßig geringfügiger Baggerung.

Der Hafen, durch Schleusen gegen die See abgeschlossen, ist seit 1854 in einem bis dahin menschenarmen und völlig abgelegenen Marschgelände entstanden, zunächst, den geringen Ansprüchen entsprechend, in kleinen Abmessungen. 1876—1886 wurde der Hafen zum ersten mal in geringem Umfang erweitert. 1900 bis 1918 kam die zweite, dem Aufblühen Deutschlands entsprechende umfangreiche Erweiterung. Seit dem Zusammenbruch Deutschlands und damit der Marine sind $^3/_5$ der Hafenanlagen so gut wie unbenutzt.

Herr Obermarinebaurat W. Krüger beim Hafen- und Strombauressort der Marinewerft Wilhelmshaven sprach dann über Fahrwasser, Baugeschichte und technische Umstellung des Wilhelmshavener Kriegshafens. Er führte dabei u. a. aus:

Für die Umstellung auf die Friedenswirtschaft kommen die großen Hafenbecken westlich der Kaiser-Wilhelm-Brücke in Betracht, die von der Marine freigegeben sind. Es sind dies die zu Hafenbecken erweiterten Teile des Ems-Jade-Kanals bis zur Mariensieler Kanalschleuse — kurz Kanalhäfen genannt — und die sogenannten Südhäfen, die in den Jahren 1900 bis 1908 durch Hinausverlegen des Seedeichs zwischen der 1. Einfahrt und Mariensiel der See abgerungen sind. Die Südhäfen bilden drei Hafenbecken, den großen Hafen, Zwischenhafen und den Westhafen, die sich durch besonders große Wasserflächen auszeichnen. Von der über 11 km betragenden Uferstrecke ist der größte Teil nur mit abgepflasterten Böschungen versehen, vor welche auf langen Strecken bis zu 20 m Breite Holzbrücken zur Schaffung von Liegeplätzen vorgebaut sind. Besonders im Zwischenhafen sind noch lange Uferstrecken nicht ausgebaut. Die Wassertiefe in den Südhäfen beträgt bei normalem Hafenwasserstand über 10 m, in den Kanalhäfen 5,5 bis 7,5 m. Die Ufer sind reich mit Eisenbahngleisen ausgestattet, die einmal durch einen besonderen Rangierbahnhof — Hafenbahnhof — in Sande und dann durch Anschluß an den Bahnhof Wilhelmshaven mit der Staatseisenbahn verbunden sind. Be- und Entwässerungsleitungen, Kraft- und Lichtleitungen ziehen sich an den Ufern entlang, die z. T. mit Werkstätten, z. T. mit Lagerschuppen bebaut sind. An anderen Stellen befinden sich große befestigte Kohlenlagerplätze. Besonders bemerkenswert sind die großen, über den ganzen Hafen verteilten Ölbehälteranlagen, von denen aus durch Ölrohrleitungen lange Kaistrecken mittels Zapfstellen versehen werden. Für Handelszwecke eignen sich besonders Teile der Kanalhäfen, der große Hafen und die in ihn hineinragende Kohlenzunge; an seinem Südufer befinden sich die Anlagen der Hochseefischerei, die früher als Flugzeugwerft dienten. Die anderen Hafenteile eignen sich besonders gut für industrielle Betriebe, von welchen schon mehrere am West- und Zwischenhafen bestehen. Große bauliche Umwälzungen sind nicht erforderlich, es genügt je nach Art und Umfang der Betriebe Neubau und Ergänzung der bestehenden Anlagen. Durch Vertiefung der Kanalhäfen läßt sich das umfangreiche Rüstringer Industriegelände am Nordufer des Ems-Jade-Kanals an den Hafen anschließen.

Die wirtschaftliche Umstellung des Reichskriegshafens Kiel.

erörterte dann Dr. Hermann Meyer, Direktor des Handels- und Industrieamtes der Stadt Kiel. Er sagte im wesentlichen:

Kiel war bisher Reichskriegshafen und hat mit der Marine zusammen eine rapide Entwicklung genommen, die von ungefähr 70000 Einwohnern im Jahre 1900 zu 245 000 im Jahre 1918 geführt hat. Das ganze Kieler Leben war auf die Marine und ihre Bedürfnisse eingestellt. Die Hauptindustrien waren die Werften mit ihren Nebenbetrieben, die während des Krieges bis zu 45 000 Arbeiter beschäftigten. Der Handelsverkehr war naturgemäß beschränkter. 1910 betrug die Einfuhr 1 200 000 Tonnen und die Ausfuhr 2 300 000 Tonnen.

Durch den Krieg und seine Folgen ist die Anpassung Kiels an die jetzige Lage und die Einfühlung in die gesamte Entwicklung Deutschlands notwendig geworden. Kiel legt die Hände nicht müßig in den Schoß, sondern benutzt seine Lage an der Hochstraße des Weltverkehrs, dem Nordostseekanal, und seine günstige geographische Gestaltung als östlicher Nordsee- und westlichster Ostseehafen, um unter Heranziehung früherer Marineanlagen einen Handelshafen zu schaffen, der auch für die kommende Entwicklung im nahen Osten von großer Bedeutung sein wird. Es wird dabei durch die Tatsache unterstützt, daß das Befahren der Ostsee für große transatlantische Dampfer navigatorisch und wirtschaftlich ungünstig ist. Navigatorisch, weil die Ostsee viel flache Stellen und sehr wenig tiefe Häfen hat, wirtschaftlich, weil das Anlaufen vieler kleinerer Häfen mit ihren verhältnismäßig hohen Gebühren für einen großen Dampfer nicht wirtschaftlich ist, außerdem der Versicherungszuschlag für jeden Dampfer, der das Bülker Feuerschiff bei Kiel ostseewärts passiert, $^1/_2$ vH der sonstigen Gesamtgebühren auf Schiff und Ladung beträgt. Kiel ist also für einen Ostseeumschlaghafen, der seine Zubringerlinien von dem Atlantic her besitzt, wie geschaffen. Auch die Frage der Rückfracht ist zu lösen, einerseits durch die Heranbringung von Ausfuhrgütern durch die Ostseekleinschiffahrt, ferner durch die günstige Eisenbahnanlage Kiels und durch einen teils vorhandenen, teils noch zu schaffenden Anschluß an die deutsche Binnenschiffahrt.

Kiel hat die nötigen Vorbereitungen für die Einrichtungen eines solchen Hafenverkehrs getroffen und auch Erweiterungsmöglichkeiten für die Zukunft ins Auge gefaßt. Diese Pläne Kiels sind nicht nur für die ganze Stadt selbst von Wichtigkeit, sondern auch für die ganze Grenzprovinz Schleswig-Holstein und nicht zuletzt für das gesamte

Deutschland, damit nicht englische und dänische Konkurrenz den Handel an sich reißt.

Den letzten Vortrag hielt dann Herr Stadtbaurat Kruse, Kiel, über die technische Umstellung des Reichskriegshafens Kiel. Er führte u. a. aus:

Die Kieler Bucht entspricht in ihrer natürlichen Gestaltung und mit ihren Wasserverhältnissen allen Anforderungen eines Seehafens. Einer weitgehenden Auswertung als Handelshafen standen die Ansprüche der Marine entgegen; ihr Abbau läßt die Erweiterung der Hafen- und Industrieanlagen unter teilweiser Benutzung der bisherigen Marineanlagen zu. Die Stadt hat den südlich der Holtenauer Schleuse gelegenen Marinekohlenhof einschließlich ausgedehnter Öltankanlagen langfristig gepachtet und als Handelshafen mit einer Gesamtkailänge von 800 m ausgebaut. Diese Hafenanlage erfährt eine Ergänzung durch einen im Bau befindlichen Handelshafen am Kaiser-Wilhelm-Kanal (Anlaufhafen). Weitere Pläne betreffen die industrielle Ansiedlung auf dem bisherigen am östlichen Hafenufer gelegenen Munitionsdepot der Marine und den Ausbau der nördlich der Kanalmündung gelegenen U-Bootwerft in Voßbrook zu einem Freihafen mit Industriegelände. Das hier zur Verfügung stehende Ufergelände umfaßt ein Gebiet von 50 ha. Beim ersten Ausbau werden Hafenkais in einer Ausdehnung von 2400 m geschaffen. Mit diesen Anlagen werden die Grundlagen für den wirtschaftlichen Wiederaufbau der Stadt Kiel geschaffen.

Im Anschluß an die Vorträge fanden größere Besichtigungen statt, teils fachlicher, teils allgemeiner Art. Es wurden die Hafenanlagen von Mannheim und Karlsruhe besichtigt. Ferner das Heidelberger Schloß. Den Abschluß bildete der Besuch des Neubaues der Bauingenieurabteilung der Technischen Hochschule und der neu errichteten Institute in Karlsruhe.

Über die Entwicklung der Gesellschaft ist folgendes zu sagen:

Der Mitgliederstand läßt eine Zunahme von mehr als 100 Mitgliedern gegen das Vorjahr ersehen. Die Schaffung von Förderern (gesellschaftlichen Mitgliedern) machte umfangreiche Satzungsänderungen notwendig. Die satzungsgemäßen Wahlen ergaben die Wiederwahl des Herrn Geh. Baurat Professor Dr.-Ing. E. h. G. de Thierry, Berlin-Grunewald, als Vorsitzenden der Gesellschaft für weitere 4 Jahre sowie die Wiederwahl der ausgelosten Hälfte der Beisitzer des Gesamtvorstandes.

Für die nächstjährige Tagung, die in einem Seehafen stattzufinden hat, wird der Einladung der Stadt Stettin Folge geleistet.

Besondere Anerkennung verdient das Jahrbuch, das in diesem Jahre noch reichhaltiger ist als im vorigen Jahre und dessen Ausstattung nichts zu wünschen übrig läßt. E. Probst.

WIRTSCHAFTLICHE MITTEILUNGEN.

Verband Deutscher Architekten- und Ingenieur-Vereine 1871—1921.

Jubiläumsschrift des Verbandes.

Die 50 jährige Jubelfeier des Verbandes sollte eigentlich erst am Gründungstage, 28. Oktober, stattfinden, ist aber bereits anläßlich der Verbandsversammlung Anfang September in Heidelberg vorweg begangen worden. Zu ihr hat der Verbandsdirektor Reg.-Bmstr. a. D. F. Eiselen eine Festschrift verfaßt, die wenn auch in durch die Zeitumstände verlangter Raumbeschränkung, doch in ebenso großer Vollständigkeit wie fesselnder Art die innere und äußere Entwicklung des Verbandes geschichtlich darstellt und zeigt, welche wertvolle Arbeit für die Gesamtheit der Technik und die Würdigung und Anerkennung technischer Leistungen und ihrer Vertreter der Verband in den vergangenen 5 Jahrzehnten zu verzeichnen hat. Möge der Verband auf diesem, seinem erfolgreichen Wege auch in kommenden Jahrzehnten rüstig vorwärts schreiten und möge es ihm, wie die Festschrift am Schlusse hervorhebt, beschieden sein, seinen bewährten Traditionen gemäß, als eine über Einzelströmungen und Parteien stehende Organisation in Zukunft wieder an Schwergewicht zu gewinnen, und auch weiterhin in der glücklichen Vereinigung von Architekten und Ingenieuren, Beamten und in freien Berufen stehenden, von Selbstständigen und Angestellten, Aufgaben zu erfüllen, die nicht ohne weiteres von anderen übernommen, noch weniger gelöst werden können. „Das es so komme, wird in hohem Maße abhängen von dem Vertrauen, das der Verband in sich selbst setzt, von den Aufgaben, die er sich stellt, von der Energie mit der er sie verfolgt", sind die letzten Worte der Denkschrift, denen ein jeder deutsche Ingenieur zustimmen wird. M. F.

Gebühren-Ordnung für die Ingenieure

aufgestellt von einer größeren Anzahl von Techn. Verbänden und Vereinen, gültig ab 1. 10. 21. Verlag von Julius Springer. Berlin.

Die nach langen Verhandlungen aufgestellte Gebührenordnung umfaßt: I. Allgemeine Bestimmungen, II. Gebühren für bauliche Leistungen (Leistung und Teilleistungen, Bewertung dieser, Berechnung der Gebühr, und zwar nach Hundertteilen der Herstellungssumme bzw. der Länge der Linie, III. Nebenkosten, IV. Gebühren für Sachverständige usw. Leistungen, sowie Leistungen nach der Zeit. V. Zahlungen. VI. Anhang: Gebühren für städtebauliche Arbeiten.

Die Abänderungen der Gebührenordnungen der Ingenieure gegenüber den bisher geltenden Bestimmungen beziehen sich einerseits auf den allgemeinen Teil, der im juristischen Sinne eine Überarbeitung erfahren hat, anderseits sind die Stundensätze und Aufwandentschädigungen den allgemeinen Teuerungsverhältnissen entsprechend erhöht worden. Ferner ist die Gebührenordnung für städtebauliche Leistungen vervollständigt.

Das genaue Studium der neuen Ordnung liegt im Interesse eines jeden im freien Berufsleben stehenden Bauingenieurs und kann um so mehr diesen empfohlen werden, als die neuen Bestimmungen auch dem Bauingenieurwesen eingehend Rechnung tragen.

M. F.

PATENTBERICHT.

Wegen der Vorbemerkung (Erläuterung der nachstehenden Angaben) s. Heft 1 vom 15. Januar 1921. S. 30.

A. Angemeldete Patente.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 11. Aug. 1921.

Kl. 20 i, Gr. 11. S. 50 924. Siemens & Halske, Akt.-Ges., Siemensstadt b. Berlin. Vorrichtung zur Ver- und Entriegelung von Weichen, insbesondere von Federweichen, mittels Motorantriebes. 27. 8. 19.

Kl. 37 a, Gr. 4. F. 43 571. Paul A. R. Frank, Hamburg, Spaldingstraße 216 u. Fa. A. C. Pohlmann, Wandsbeck. Wandartige Bauteile aus Hohlkörpern und von ihnen eingeschlossenen Tragteilen. 26. 8. 18.

Kl. 42 a, Gr. 20. M 72 153. Friedrich Hans Müller, Hannover, Sallstraße 104. Zeichengerät aus durchsichtigem Material zum Ziehen von Kurven durch Aneinanderfügen von Kreisbögen. 13. 1. 21.

Kl. 84 d, Gr. 2. M. 70 154. Menck & Hambrock, G. m. b. H., Altona-Ottensen. Tasche für Löffelbagger mit ungeschlitztem Ausleger und zwei Löffelstielen. 17. 7. 20.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 15. Aug. 1921.

Kl. 20 i, Gr. 9. B. 99 748. Adolf Bleichert & Co., Leipzig-Gohlis. Einrichtung zum Befahren von Schleppweichen bei Hängebahnen. 12. 5. 21.

Kl. 20 i, Gr. 17. H. 84 254. Wilhelm Hammer, Hannover, Flüggestr. 11. Vorrichtung zum Stellen einer Straßenbahnweiche während der Fahrt. 30. IX. 20.

Kl. 20 i. Gr. 33. B. 99 827. Fritz Böhm, Rothenbach, Kr. Landeshut i. Schl. Alarmvorrichtung für Lokomotiven. 19. V. 21.

Kl. 20 i, Gr. 33. K. 73 938. Joseph Kieß, Milwaukee, V. St. A.; Vertr.: Dipl.-Ing. R. Büchler, Pat.-Anw., Aachen. Von einem Streckenanschlag betätigte Einrichtung zum Anhalten von Zügen. 30. VII. 20.

Kl. 20 i, Gr. 33. P. 41 297. Emil Pöhl, Neukölln, Thüringer Str. 41. Einrichtung zum automatischen Anzeigen des Überfahrens eines Haltesignals. 13. I. 21.

Kl. 21 i, Gr. 33. R. 52 350. Siegfried Rittler, Berlin-Wilmersdorf, Helmstedter Str. 19. Vorrichtung für Lokomotiven gegen Überfahren des Haltsignals. 21. II. 21.

Kl. 20 i, Gr. 34. K. 76 432. Georg Koch, Darmstadt, Heinrich Fuhr Str. 7. Selbsttätige Auslösevorrichtung an Luftdruckbremsen. 19. II. 21.

Kl. 20 i, Gr. 34. R. 49 051. James Bernard Regan, New York V. St. A.; Vertr.: R. H. Korn, Pat.-Anw., Berlin SW 11. Geschwindigkeitsregler für elektrische Zugkontrollsysteme. 15. XII. 19.

Kl. 20 i, Gr. 35. B. 98 414. Joseph Bethenod, Paris, Frankr.: Vertr.: Casimir v. Ossowsky, Pat.-Anw., Berlin W 9. Einrichtung zur Wiederholung von Streckensignalen auf den Lokomotiven von elektrisch betriebenen Eisenbahnen. 23. II. 21. Frankreich 24. II. 20. für Anspruch 1 bis 5 und 7 und 6. V. 20. für Anspruch 6.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 18. Aug. 1921.

Kl. 20 i, Gr. 11. S. 54 185. Siemens & Halske, Akt.-Ges., Siemensstadt b. Berlin. Elektrische Weichenstellvorrichtung. 9. IX. 20.

Kl. 20 i, Gr. 15. S. 56 165. Franz Xaver Seilnacht, Baden-Baden, Luisenstr. 1 a. Vorrichtung zum Verstellen der Weichen vom Wagen aus. 14. IV. 21.

Kl. 20 i, Gr. 31. K. 75 646. Erich Krause, Apolda i. Thür. Streckenstromschliesser. 20. XII. 20.

Kl. 80 b, Gr. 18. V. 15 041. Joseph von Vaß, Budapest; Vertr.: C. Fehlert, G. Loubier, F. Harmsen u. E. Meissner, Pat.-Anwälte, Berlin SW 61. Verfahren zur Herstellung von Leichtbeton und porösen Körpern aus Beton, Ton u. dgl.; Zus. z. Pat. 324 315. 31. X. 19.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 22. Aug. 1921.

Kl. 5 c, Gr. 4. T. 23 696. Tiefbau- und Kälteindustrie-Akt.-Ges., vorm. Gebhardt & König, Nordhausen. Dichtungseinlagen für Schachtauskleidungen. 26. II. 20.

Kl. 19 c, Gr. 9. Sch. 56 256. Max Schubert, Cottbus, Schillerstr. 50. Pflasterkraftramme mit einem durch Saug- und Druckluft betriebenen Rammbären. 17. IX. 19.

Kl. 84 b, Gr. 1. D. 38 014. Deutsche Maschinenfabrik, A.-G., Duisburg. Vorrichtung zum Fördern von Schiffen über den trockenen Scheitel. 17. VII. 20.

Kl. 84 b, Gr. 1. D. 38 246. Deutsche Maschinenfabrik, A.-G., Duisburg. Vorrichtung zum Fördern von Schiffen über den trockenen Scheitel mit Hilfe von Gegengewichten; Zus. z. Anm. D. 38 014. 28. VIII. 20.

Kl. 84 d, Gr. 2, W. 53 323. Richard Wens, Pichelsdorf b. Spandau. Grabenbagger mit geknickter Eimerleiter in Form des Grabenprofils. 3. IX. 19.

Kl. 85 c, Gr. 6. R. 47 254. Walter Romberg, Bochum, Ewaldstr. 13. Abwasserreinigungsanlage mit getrennt liegendem Faulraum. 3. III. 19.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 25. Aug. 1921.

Kl. 20 i, Gr. 11. S. 53 485. Siemens & Halske, Akt.-Ges., Siemensstadt b. Berlin. Elektrischer Signalantrieb. 22. VI. 20.

Kl. 20 i, Gr. 14. P. 42 071. Bruno Paris, Halle a. S. Kl. Ulrichstr. 2. Weichensignalkasten. 6. V. 21.

Kl. 20 i, Gr. 35. R. 22 550. James B. Regan, New York, V. St. A.; Vertr.: B. Tolksdorf, Pat.-Anw., Berlin W 9. Eisenbahnzugsignalsystem. 11. III. 21.

Kl. 37 a, Gr. 4. Sch. 58 181. Wilhelm Schütz, Schloßstr. 19, und Werner Siebel, Lindenstr. 255, Düsseldorf. Hohlwand aus paarweise verlegten gleichen Rippenplatten. 24. IV. 20.

Kl. 80 a, Gr. 43. N. 17 788. Ella Neuenschwander, geb. Markmann, Neumünster i. H. Verfahren und Vorrichtung zur Herstellung von Blumentöpfen und anderen Gefässen aus Beton. 15. III. 19.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 29. Aug. 1921.

Kl. 20 g, Gr. 8. F. 48 351. Friedrich Füßler, Frankfurt a. M., Schulstraße 40. Vorrichtung zum Verhüten des Überfahrens von Prellböcken. 10. I. 21.

Kl. 20 h, Gr. 4. H. 80 496. Hermann Höflinger, Dortmund, Winterfeldtstr. 26. Vorrichtung zum Regeln der Geschwindigkeit von Wagen. 25. III. 20.

Kl. 37 b, Gr. 5. G. 47 560. Walter Greim, Berlin, Bülowstr. 35. Anschlußplatte zum Verbinden von hölzernen Baugliedern; Zus. z. Pat. 313 110. 30. XII. 18.

Kl. 37 b, Gr. 5. G. 49 355. Walter Greim, Berlin, Bülowstr. 35. Stoßverbindung für Holzkonstruktionen, die aus einzelnen, durch Bohlen miteinander verbundenen Bohlen bestehen. 18. X. 19.

Kl. 37 b, Gr. 5, G. 49 567. Walter Greim, Berlin, Bülowstr. 35. Verbindung von hölzernen Baugliedern durch paarweise aneinanderliegende Anschlußplatten nach Anm. G. 47 560; Zus. z. Anm. G. 47 560. 11. XI. 19.

Kl. 84 b, Gr. 1. Sch. 60 466. Bruno Schulz, Berlin-Grunewald, Joseph-Joachim-Str. 36a. Schleuse mit übereinanderliegenden Sparbecken und gemeinsamem Umlaufschacht. 15. I. 21.

Kl. 84 b, Gr. 2. B. 59 734. Otto Böcklen, Ulm a. D., Lange Str. 38. Puffer für Wagen zur Trockenfördernug von Schiffen. 30. VIII. 20.

Kl. 84 c, Gr. 2. B. 88 064. Baugesellschaft Möbus & Co. G. m. b. H., Charlottenburg, Verfahren zum Absenken von Betonpfählen in lockerem Erdreich. 23. XII. 18.

Kl. 84 c, Gr. 2. B. 88 339. Baugesellschaft Möbus & Co. G. m. b. H., Charlottenburg. Eiserne Spundwand aus Tonnenblechen zwischen I-Bundpfählen. 3. II. 19.

Kl. 84 c, Gr. 2. U. 6 105. Maxwell Mayhew Upson, New York, V. St. A., Vertr.: Dipl.-Ing. Georg Benjamin, Pat.-Anw., Berlin SW 11. Mehrteiliger Kern zum Eintreiben von Vortreibrohren für Betonpfahlgründungen. 13. IX. 16.

Kl. 84 d, Gr. 2. O. 12 314. Orenstein & Koppel Akt.-Ges., Berlin. Endausrückung für Löffelbagger, Krane u. dergl. 19. V. 21.

B. Erteilte Patente.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 15. Aug. 1921.

Kl. 20 i, Gr. 15. 341 577. Herrmann Schmidt, Bochum, Westf., Herner Str. 27. Selbstätige Weichenstellung für Straßenbahnen. 15. II. 21. Sch. 60 839.

Kl. 37 a, Gr. 4. 341 580. Lydia Patentwarenvertrieb G. m. b. H., Charlottenburg. Holzfachwerkwand. 25. II. 19. C 27 858.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 22. Aug. 1921.

Kl. 5 a, Gr. 4. 341 717. International Earth Boring Machine Corporation, Chicago; Vertr.: Pat.-Anwälte Dipl.-Ing. H. Caminer, Berlin W 62 u. Dipl.-Ing. K. Wentzel, Frankfurt a. M. Verfahren zur Bohrung von Löchern. 6. VI. 20. J 20 410.

Kl. 20 i, Gr. 8. 341 676. Georg Schönfelder, Berlin, Reuchlinstr. 5. Straßenbahnweichenzunge. 30. VII. 20. Sch 58 964.

Kl. 20 i, Gr. 14. 341 677. Georg Luft, Neu-Ulm. Weichensignal für doppelte Kreuzungsweichen. 27. I. 20. L 49 741.

Kl. 20 i, Gr. 19. 341 611. Michael Czepolonek u. Silvester Lawonski, Zlotnik; Vertr.: Rechtsanwalt Herrmann, Leipzig, Windmühlenstr. 1. Automatische Wegeschranke. 27. III. 20. C 28 909.

Kl. 20 i, Gr. 33. 341 612. Otto Bender, Heidelberg, Hauptstr. 121. Vorrichtung zum Anhalten eines Zuges. 24. III. 14. B 94 913.

Kl. 37 a, Gr. 4. 341 664. Franz Girlot, Brüssei, Vertr.: Dr. Ferchland, Pat.-Anw., Berlin-Schöneberg. Hohlmauer aus Steinen mit ineinander greifenden, auseinander oder zusammenlaufenden Schenkeln. 23. V. 13. G 39 152. Belgien 1. X. 12 u. 13. II. 13.

Kl. 37 b, Gr. 5. 341 604. Heinrich Hollweg, Leipzig-Großzschocher, Kirchstr. 28. Reibungsverbindung zweier Teile von T-förmigem oder ähnlichem Querschnitt. 1. VIII. 20. H 81 956.

Kl. 80 a, Gr. 29. 341 634. Hans Beer, München, Rahlstr. 42. Kunststeinpresse zur Herstellung von Steinen gleicher Größe und Dichte. 18. II. 14. B 76 005.

Kl. 80 b, Gr. 13. 341 672. Carl Ambrosius, Berlin-Lichterfelde, Manteufelstr. 23. Verfahren zur Herstellung von Kunstpreßbausteinen. 12. IV. 19. A 32 201.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 29. Aug. 1921.

Kl. 5 d, Gr. 8. 341 896. Gesellschaft für nautische Instrumente G. m. b. H., Kiel. Vorrichtung zur Feststellung der Lage von Keilstücken in Bohrlöchern. 20. VIII. 20. G 51 757.

Kl. 20 h, Gr. 1. 341 755. Julius Hiltscher, Linz a. Donau, Österreich, Vertr.: Rudolf Beck, Wiesbaden, Schillingstr. 3. Meßinstrumente für die Radreifen an Eisenbahnfahrzeugen. 4. II. 21. H 84 131.

Kl. 20 h, Gr. 1. 341 756. Carl Schurz, Köln a. Rh., Hohenzollernring 24. Fahrbahnpendelkontroller zum Anzeigen von Steigungen und Senkungen der Gleisstrecken. 3. XII. 19. Sch 56 869.

Kl. 20 i, Gr. 24. 341 865. Saul Steinberg, Karlsruhe, Baden, Weltzienstr. 17. Meldevorrichtung für das Besetztsein der Trittbretter von Straßenbahnwagen. 23. IV. 20. St. 33 177.

Kl. 20 i, Gr. 28. 341 840. Allgemeine Elektrizitäts-Gesellschaft, Berlin. Motorblockantrieb. 15. II. 21. A 34 905.

Kl. 20 k, Gr. 9. 341 758. Bergmann-Elektrizitäts-Werke, Akt.-Ges., Berlin. Montageverfahren für Kettenfahrleitungen mit aus mehreren Teilstücken zusammengesetzten Hängern. 6. VI. 20. B 94 387.

Kl. 37 a, Gr. 4. 341 842. Lucian Pitsch, Wolmirstedt. Holzriegelwerk mit Ausmauerung aus hochkant gestellten Steinen. 2. III. 19. P 37 495.

Kl. 37 a, Gr. 5. 341 843. Albrecht Pohle, Raguhn, Anhalt. Verfahren zur Herstellung von Gußbetonwänden mit Schutzstoffüllung. 15. I. 20. P 39 097.

Kl. 37 b, Gr. 3. 341 875. Willy Stäubli, Zürich,; Vertr.: Dipl.-Ing. E. Wesnigk, Pat.-Anw., Berlin SW 61. Profilträger aus Holzlamellen. 25. III. 19. St. 31 829. Schweiz 16. XI. 18.

Kl. 37 b, Gr. 5. David Dunbar, Glasgow, Schottland; Vertr.: H. Springmann, E. Herse, F. Sparkuhle, Pat.-Anwälte, Berlin SW 61. Vorrichtung zur Befestigung von Holzplatten an Wänden. 24. XII. 19. D 36 899. Großbritannien 30. XII 18.

Kl. 37 f, Gr. 3. 341 765. Dipl.-Ing. Hugo Lauber, Aschaffenburg. Verfahren zum Schutze von Behältern und Leitungen aus Beton für sulfathaltige, saure, auch kohlensäurehaltige Flüssigkeiten. 2. III. 19. L 47 821.

Kl. 65 a, Gr. 53. 341 777. Siemens-Schuckertwerke G. m. b. H., Siemensstadt bei Berlin. Einrichtung zum Schleppen von Schiffen mit Hilfe eines Rollengetriebes; Zus. z. Pat. 317 482. 16. XII. 19. S 51 771.

Kl. 80 b, Gr. 9. 341 742. Max Höchtl, Preisingstr. 62. Otto Höchtl, u. Emil Höchtl, Denningerstr. 7, München. Verfahren zur Herstellung einer möglichst rasch erhärtenden, bildungs- und streichfähigen Masse aus Kalk und Teer; Zus. z. Pat. 340 580. 23. I. 18. H 73 586.

BÜCHERBESPRECHUNGEN.

Die Druckelastizität und Zugelastizität des Betons. — 25 Jahre Forschungsarbeit auf dem Gebiete des Betonbaues. Mitteilungen aus der Materialprüfungsanstalt der Techn. Hochschule Stuttgart. Von Otto Graf. Heft 227 der Forschungsarbeiten auf dem Gebiete des Ingenieurwesens. Herausgegeben vom V. D. I. Kommissionsverlag Julius Springer, Berlin 1920.

In der vorliegenden Schrift hat auf 52 Seiten der getreue Mitarbeiter v. Bachs — Otto Graf — in übersichtlicher und klarer Weise alles das zusammengestellt, was über die Frage der Elastizitätszahl für Beton bei Druck- und Zugbelastung in den letzten 25 Jahren unter v. Bachs Leitung in Stuttgart gearbeitet und festgelegt worden ist. An der Hand der Grafschen Ausführungen ziehen alle die großen und in ihrer Folgeerscheinung so bedeutsamen Versuchs- und Zahlenreihen an uns vorüber, die in vollkommener Art die Elastizitätsverhältnisse des Betons geklärt und der Fachwelt zugänglich gemacht haben. In übersichtlicher Weise geordnet und nach den Gesichtspunkten zusammengefaßt, nach denen die Praxis ihrer bedarf, führt Graf die Ergebnisse der ein Vierteljahrhundert umfassenden Arbeit vor — und dafür gebührt ihm der besondere Dank aller der Fachkollegen, die heute nicht mehr die Zeit finden, die einzelnen Zahlen aus der Literatur herauszusuchen, sich aber doch über die elastischen Verhältnisse eines der wichtigsten Baustoffe in kurzer Zeit und möglichst umfassend unterrichten wollen.

Die Veröffentlichung von Graf umfaßt die folgenden Abschnitte: Versuchskörper und Versuchseinrichtung, Ermittlung der gesamten, bleibenden und federnden Formänderung bei Druck- und Zugbelastung, Versuche mit Beton verschiedener Zusammensetzung und Einfluß von Wasser, Zement, Sand, anderer Zuschlagstoffe, der Lagerung und des Alters; Verhältnis der Elastizitätszahlen auf Druck und Zug und endlich Dehnungszahl der Federung unter zulässiger Druckbelastung. Schon diese kurze Inhaltsangabe läßt erkennen, daß der Verfasser hier systematisch geordnet alles das zusammengefaßt hat, was über das elastische Verhalten des Betons und dessen Beeinflussung zu sagen ist. Da die v. Bachschen Untersuchungen allseitig anerkannt und grundlegend geworden sind, ist für den Fachmann von besonderer Bedeutung, sie hier für seinen Gebrauch zusammengestellt zu finden. Deshalb wird die Grafsche verdienstvolle Arbeit sich ganz besonderer Anerkennung weiter Kreise zu erfreuen haben. M. F.

Ohlmüller und Spitta, Die Untersuchung und Beurteilung des Wassers und des Abwassers. Ein Leitfaden für die Praxis und zum Gebrauch im Laboratorium. Vierte, neubearbeitete Auflage. Verlag Julius Springer, Berlin 1921. 88 M.; geb. 96 M.

Die dritte Auflage des vorliegenden Werkes ist im Jahre 1911 erschienen. Seit dieser Zeit ist unsere Erkenntnis vom Wesen und von den Wirkungen des Wassers und Abwassers bedeutsam fortgeschritten. Dieser Entwicklung und den durch sie veranlaßten Änderungen und Ergänzungen der wissenschaftlichen Tatsachen Rechnung zu tragen, ist Zweck der vierten Auflage der Arbeit der beiden Forscher. In einem Leitfaden werden von ihnen vom Standpunkt der Hygiene aus in zusammenfassender Weise die neuesten chemischen und bakteriologischen Untersuchungsverfahren, im besonderen deren Technik, dargestellt. In richtiger Erkenntnis der Verhältnisse räumen sie auch der physikalischen und biologischen Abwasseruntersuchung den Platz ein, den diese Feststellungen im Spiel der hier auftretenden Fragen verdienen.

Der Abschnitt über die physikalische Untersuchung des Wassers und des Abwassers ist um den Hinweis auf die Beurteilung des Wassers nach der Interferometeranzeige bereichert worden. Eine Erweiterung hat auch der Abschnitt über die Bestimmung der Kohlensäure erfahren. Das Verfahren von Tillmans und Heublein zur quantitativen Bestimmung der freien Kohlensäure findet eingehende Berücksichtigung. Bei der Bedeutung der Kohlensäure hinsichtlich ihrer Angriffsfähigkeit auf Beton, Eisen und Blei ist die Aufnahme der Berechnung der aggressiven Kohlensäure sehr zu begrüßen. Die neueren Verfahren zur quantitativen Bestimmung der Salpetersäure und der salpetrigen Säure sind in der vierten Auflage enthalten. Neu erwähnt wird auch der Begriff der „Chlorzahl", die Bestimmung des Chlorbindungsvermögens, um aus der Menge des gebundenen Chlores auf seinen Gehalt an organischen Substanzen zu schließen. Bei der Härtebestimmung des Wassers sind die Verfahren nach Blacher zur Bestimmung der Gesamthärte (Zusatz von palmitinsaurem Kalium), nach Froboese zur Bestimmung des Magnesiums durch Titration und nach Precht zur Bestimmung des Chlormagnesiums neu eingefügt. Das zuletzt genannte Verfahren ist für die Feststellung der Verhärtung von Flußläufen durch die Abwässer der Kaliindustrie besonders wertvoll. Als Folge der Beachtung, die man bei der heutigen Wasserversorgungstechnik dem Mangan zuzuwenden gezwungen ist, hat der Abschnitt über die Bestimmungen des Mangans eine erhebliche Erweiterung erfahren. Die neueren Verfahren des qualitativen Nachweises und der quantitativen Bestimmung des Mangans finden ausführliche und für die Anwendung im Laboratorium verständliche Darstellung.

Einige für die biologische Untersuchung und Beurteilung des Trinkwassers und des Abwassers besonders wichtige Organismen, die eisen- und manganspeichernden Bakterien, die Schwefelbakterien und 2 Abwasserpilze finden in der neuen Auflage eingehende Würdigung.

In dem Abschnitt über die bakteriologische Untersuchung des Wassers ist die Bestimmung einzelner Bakterien in größeren Wassermengen ausführlicher eingearbeitet worden, als es bisher der Fall war. Es werden die Verfahren beschrieben, welche die Konzentration der Keime bewirken, ohne diese in ihrer Lebensfähigkeit wesentlich zu beeinträchtigen.

Bei der sonst unverändert gebliebenen Beschreibung der Ausführung der Probeentnahme für die bakteriologische Untersuchung finde ich einen Hinweis auf Gärtner, der die richtige Entnahme der Wasserproben als die conditio sine qua non, als den wichtigsten Teil der ganzen bakteriologisch-mikroskopischen Wasseruntersuchung bezeichnet. Seinem Urteil wird sich jeder anschließen, der weiß, wie sehr Fehler bei der Entnahme das Ergebnis der bakteriologischen Untersuchung beeinflussen können. In wesentlicher Weise lassen sich hier Fehlerquellen dadurch ausscheiden, daß Entnahme und Begutachtung in eine Hand gelegt wird. Diese Auffassung vertreten auch die Verfasser in der neuen Auflage. Die hohe Wichtigkeit der Kenntnis der örtlichen Verhältnisse für die Beurteilung des Wassers lassen dies in sehr vielen Fällen als geradezu geboten erscheinen. In einem Anhange sind in der neuen Auflage auch Anweisungen wiedergegeben, welche in Preußen und Bayern für die Entnahme von Wasserproben aufgestellt worden sind.

Grundgedanke und Aufbau des Werkes ist der gleiche geblieben. Wenn sich auch die Bedeutung der chemischen Analyse mehr nach der wirtschaftlich-technischen Seite hin verschoben hat, so kann sie doch für die Feststellung der Gefährdung einer Wasserversorgung durch Infektionserreger nicht völlig entbehrt werden. Darum ist es zu begrüßen, daß die Verfasser bei der Neubearbeitung ihres Werkes der chemischen Untersuchung des Wassers und des Abwassers besondere Sorgfalt haben angedeihen lassen. In seiner heutigen Gestalt wird das Werk nicht nur ein unentbehrliches Hilfsmittel des Fachmannes sein, es wird auch Studierenden und all den Kreisen, die gelegentlich einer kurzen Unterrichtung in Wasser- und Abwasserfragen vom Standpunkte der Gesundheitspflege aus bedürfen, sehr gute Dienste leisten. Ausstattung und Form der Neuauflage sind vorzüglich.

Heilmann, Dresden.

Dr.-Ing. W. Müller, Ein einheitliches zeichnerisches Verfahren zur Ermittlung der Fahrzeiten, der Zugförderungsarbeit, sowie des Kohlen- und Stromverbrauchs; ein Beitrag zur graphischen Dynamik des Eisenbahnbetriebes. 44 Seiten mit 34 Textabbildungen sowie 17 Tafeln. Verlag von H. Prickarts, Mainz. 20 M.

Das als Habilitationsschrift verfaßte Werk behandelt, und zwar vorwiegend vom Standpunkte des Maschineningenieurs aus, ein Verfahren, mittels zeichnerischer Integration (durch Seilecke) aus der Schaulinie, die die Beschleunigungskräfte D = Z — W (Zugkraft minus Zugwiderstand) als Funktion der Geschwindigkeit darstellt, die Zeit-Wege-Linie, d. h. den graphischen Fahrplan sowie in ähnlicher Weise die übrigen im Titel angeführten Größen zu ermitteln. Die rechnerische Lösung dieser Integration führt zu sehr unbequemen Ausdrücken, da die bei Überschreiten der sog. Übergangsgeschwindigkeit maßgebende Begrenzung der Zugkraft durch die Leistungsfähigkeit des Lokomotivkessels nur durch verhältnismäßig verwickelte Erfahrungsformeln auszudrücken ist. Bisher hat man sich deshalb beim Aufstellen von Fahrplänen und bei ähnlichen Untersuchungen meist mit angenäherten Formeln begnügt, während das hier gegebene zeichnerische Verfahren für jede beliebige Annahme einer Funktion $Z = f(v)$ streng gilt.

Ihrem Charakter als Habilitationsschrift entsprechend setzt die vorliegende Darstellung allerdings einzelne der Vorarbeiten auf diesem Gebiete, an denen übrigens auch Bauingenieure einen wesentlichen Anteil haben, als bekannt voraus, so daß dem Fernstehenden, wenigstens wenn er diese Schrift tiefer ausschöpfen will, deren Herbeiziehung empfohlen werden möchte. Ferner sei auf einen kurzen Abriß dieser Schrift im „Organ für die Fortschritte des Eisenbahnwesens", Jahrgang 1920, Heft 13 hingewiesen sowie auf einen Aufsatz desselben Verfassers in der „Verkehrstechnischen Woche" 1921, Heft 26 u. 27, der, allerdings ebenfalls in gedrängter Kürze, die verschiedenen Verfahren zur Lösung dieser Aufgabe (meist Annäherungsverfahren) in geschichtlich-kritischer Folge vorführt.

Diese Aufgabe einer genaueren Erfassung der Eisenbahnbetriebsvorgänge wird wohl in nächster Zeit auch bei den Haupteisenbahnen ähnliche Bedeutung gewinnen, wie sie sie für die Betriebsgestaltung der aufs äußerste belasteten städtischen Schnellbahnstrecken schon bisher inne hatte, so daß diese Erörterungen auf allgemeineres Interesse nicht nur der eleganten Theorie, sondern auch der praktischen Anwendungen wegen rechnen dürfen. R. F.

Für die Schriftleitung verantwortlich: Geheimrat Dr.-Ing. E. h. M. Foerster, Dresden. — Verlag von Julius Springer in Berlin W.
Druck von H. S. Hermann & Co., Berlin SW 19, Beuthstraße 8.

DER BAUINGENIEUR

2. Jahrgang 15. November 1921 Heft 21

GRAPHISCHE TAFELN.

Von Dr. Wilhelm Vieser, Wien, Zivilingenieur für das Bauwesen und Baumeister.

Die graphischen Tafeln, früher meistens Nomogramme genannt, sind für alle Gebiete, in welche die rechnende Mathematik zu dringen vermag, von einer früher nicht geahnten Wichtigkeit geworden, weil sich diese mit dem Rechenschieber verwandten Darstellungen vor allen anderen Hilfsmitteln des Zahlenrechnens durch die große Schnelligkeit, mit der sie das Ergebnis liefern, sowie dadurch auszeichnen, daß sie den verschiedensten Bedürfnissen angepaßt werden können. Die einfache Handhabung der graphischen Tafeln und die große Zeitersparnis, die ihre Benutzung ermöglicht, konnten in einer Zeit, in der die wissenschaftliche Betriebsführung immer mehr Anwendung findet, nicht unbeachtet bleiben. So ist es nicht überraschend, daß Nomogramme für die Betriebsführung von Werkzeugmaschinen und für die Kalkulation in Industrien neuerdings erhöhte Beachtung finden und die Herstellung verschiedener solcher Behelfe für den Betrieb zusehends zunimmt.

Weniger beachtet wurden bisher die graphischen Tafeln seitens der deutschen Bauingenieure, obgleich sie auch diesen unschätzbare Dienste bei häufig vorzunehmenden gleichartigen Berechnungen leisten.

Der Zweck der folgenden Ausführungen ist daher auch, die Aufmerksamkeit der Bauingenieure auf diesen neuesten Zweig der angewandten Mathematik zu lenken. Mehr ist im Rahmen eines Zeitungsaufsatzes bei dem großen Umfang der Nomographie nicht möglich.

Eine gedrängte, aber möglichst umfassende Übersicht, durch verkleinerte Beigabe einiger Nomogramme erläutert, dürfte den angestrebten Zweck besser erreichen, als die Erläuterung des einen oder des anderen Verfahrens für die Herstellung solcher Tafeln, weil das Studium einer der in der letzten Zeit erschienenen Schriften für jeden, der die Lehren der Nomographie praktisch verwerten will, nicht zu umgehen iat.

Für den Leser aber, der dies nicht beabsichtigt, ist ein Überblick über die Methoden interessanter, weil daraus die große Anpassungsfähigkeit der Verfahren besser hervorgeht.

Es würde zu weit führen, auf die vermutlichen Ursachen, daß die Nomographie erst in allerletzter Zeit in Technikerkreisen Beachtung findet, ausführlicher einzugehen, denn, wenngleich die Lehre von den graphischen Tafeln eines der neuesten Anwendungsgebiete des graphischen Rechnens ist, so ist sie doch schon vor etwa einem Menschenalter entstanden; ihr Wert für die Praxis wurde bisher nicht voll erkannt.

In diesem Zusammenhang dürfte es am Platze sein, die Entstehung und Entwicklung der Nomographie, die auch an Hand des am Schlusse angefügten ausführlichen Schriftenverzeichnisses verfolgt werden kann, zu erwähnen.

Schon im Altertum und im Mittelalter gab es graphische Darstellungen für die Lösung bestimmter astronomischer und nautischer Aufgaben; vereinzelt finden sich auch in späterer Zeit, insbesondere am Anfange des vorigen Jahrhunderts, solche Rechenhilfsmittel. Die erste zusammenhängende wissenschaftliche Darlegung des Gegenstandes gab — nachdem in der zweiten Hälfte des 19. Jahrhunderts verschiedene Einzelarbeiten erschienen waren — Maurice d'Ocagne, der somit als Schöpfer des von ihm Nomographie genannten Wissenszweiges anzusehen ist. Der Umstand, daß der Begründer dieser neuen Lehre Professor an der Ecole des ponts et chaussées in Paris ist, brachte es mit sich, daß die Nomographie zunächst in Frankreich eine größere Verbreitung gewann und durch die vielen Bücher und Schriften d'Ocagnes sodann in den übrigen romanischen Ländern rasch Eingang fand.

Es erscheint damit begreiflich, daß in französischen, italienischen, spanischen, sogar latino-amerikanischen technischen Zeitschriften eine viel frühere und häufigere Wiedergabe von graphischen Tafeln stattfand, als anderwärts. Auch in den slawischen Ländern wurde die Nomographie durch die Werke d'Ocagnes verhältnismäßig rascher bekannt, als in deutschen Technikerkreisen. Selbst in der theoretischen Abhandlungen wenig zugänglichen nordamerikanischen Fachpresse finden sich häufig Darstellungen von Nomogrammen, insbesondere auch für bautechnische Aufgaben[1]).

Die ersten Arbeiten in deutscher Sprache von Preßler und Vogler, die lange vor d'Ocagnes erstem Werk erschienen waren, scheinen wenig bekannt geworden zu sein, ebenso einige kleine Aufsätze anderer Fachleute. Deutschen Mathematikern zugänglich gemacht wurde die Lehre von den graphischen Tafeln durch die kleine Schrift von Schilling sowie insbesondere durch die Arbeiten Mehmkes in der Enzyklopädie der mathematischen Wissenschaften am Anfange dieses Jahrhunderts. Ingenieuren jedoch blieben auch diese Werke ziemlich unbekannt, auch das Buch von Mandl und erst die in den letzten Jahren in wohlfeilen Bändchen erschienenen Arbeiten von Pirani, Luckey und anderen sowie die verschiedenen Zeitungsaufsätze fanden bei den praktisch tätigen Technikern erhöhte Beachtung.

Der Mangel an leichtfaßlichen kurzen Anleitungen für die Verfassung von graphischen Tafeln in wohlfeilen Ausgaben in deutscher Sprache bis in die letzen Jahre dürfte somit einer der Gründe sein, warum bisher die Nomographie hierzulande so wenig Anwendung fand.

Gerade aber der Ingenieur, der aus beruflichen Gründen an genaues Zeichnen gewohnt ist, ist am ehesten in der Lage, sich durch eigene Anfertigung der graphischen Rechenbehelfe zu bedienen.

Die graphischen Darstellungen in Form von Schaubildern, die infolge ihrer Übersichtlichkeit die Zahlentafeln vielfach verdrängt haben und jedem Gebildeten vertraut sind, sind bei Technikern längst eingebürgert und werden auch auf anderen Gebieten verwendet.

Ebenso sind dem Ingenieur die graphischen Rechnungsverfahren aus der graphischen Statik geläufig; er wird daher sich leicht die Methoden der Nomographie — insbesondere die einfacheren — aneignen und zunutze machen können.

Bekanntlich lassen sich alle Aufgaben des numerischen Rechnens auch graphisch, und zwar häufig müheloser, halbmechanisch lösen, demnach also nicht nur die einfachen Rechenoperationen, sondern auch die Auflösung von Gleichungen, die Integration und Differentiation, selbst die Integration von Differentialgleichungen. Diese Verfahren wurden hauptsächlich von Mehmke entwickelt und in seinem Leitfaden zum graphischen Rechnen[2]) zusammengestellt. Auch Runge und Prölß haben den gleichen Gegenstand behandelt Diese Verfahren des graphischen Rechnens im engeren Sinne — nach Mehmke — erfordern in jedem einzelnen Fall eine Kon-

[1]) Die Tatsache, daß Nomogramme in Nordamerika so häufig in Fachzeitschriften veröffentlicht werden, dürften bei der praktischen Veranlagung der Amerikaner den großen Wert der Rechentafeln für die Praxis wohl am besten kennzeichnen.

[2]) Siehe Schriftverzeichnis.

struktion; die Nomogramme hingegen bieten dem Auge die Gesamtheit der zusammengehörigen Werte der betreffenden Größen, die in einer bestimmten Beziehung stehen, dar und unterscheiden sich von den bekannten Schaubildern dadurch, daß sie Zusammenhänge von mehr als zwei Größen der Betrachtung zugänglich und Rechnungen entbehrlich machen.

Die graphischen Darstellungen im engeren Sinne, somit die Schaubilder, stellen bloß eine einfache Zahlentafel graphisch dar, sind übersichtlicher als diese und ersparen die Einschaltung zwischen den Tafelwerten sowie einfache Rechnungen.

Die graphischen Tafeln bieten daher Ersatz für Zahlentafeln, die bei mehr als 3 Veränderlichen sehr weitläufig werden und deren Herstellung ein Vielfaches an Zeit erfordert.

Überall, wo Mengenbeziehungen der Erscheinungen dargestellt werden sollen, sind sie brauchbar. Die Genauigkeit der graphischen Darstellung hängt von den Maßstäben und der Güte der Zeichnung ab, wird aber für die meisten wissenschaftlichen und technischen Aufgaben genügen.

Ihr Anwendungsgebiet ist daher sehr groß und es steht zu erwarten, daß die graphischen Tafeln wie der Rechenschieber bald von jedem Techniker als unentbehrliches Rechenhilfsmittel angesehen werden.

Nach diesem Rückblick auf die Entstehung der Nomographie und der Erörterung der ihr verwandten Gebiete des numerischen Rechnens, über das im Hinblick auf den Zweck dieser Zeilen weitere Darlegungen sich erübrigen, wird zur Besprechung der eigentlichen graphischen Tafeln übergegangen.

Bei der großen Mannigfaltigkeit der graphischen Darstellungsverfahren ist eine Einteilung der Nomogramme in verschiedene Gruppen wünschenswert, und es empfiehlt sich hierbei, um eine einheitliche Bezeichnung der verschiedenen Tafeln, für welche oft mehrere Namen, meistens französischen Ursprungs, in Verwendung stehen, anzubahnen, dem Vorschlage Werkmeisters zu folgen und folgende 3 Gruppen von graphischen Tafeln zu unterscheiden:

1. Tafeln mit Punktskalen oder Tafeln mit bezifferten Punkten,
2. Tafeln mit Kurvenskalen oder bezifferten Kurven,
3. Tafeln mit Punkt- und Kurvenskalen.

Die erste Gattung wird gewöhnlich mit Flucht(linien)-, die zweite mit Netztafeln bezeichnet. Als Skalenträger der Fluchttafeln[3]) können gerade, parallele, sich schneidende, z-förmig angeordnete, ferner krumme Linien in Betracht kommen. Die Ablesung erfolgt mit Hilfe einer Ablesegeraden, eines Dreistrahls oder eines Kreises, welche Ablesemittel am besten auf Pauspapier u. dgl. aufgetragen werden. Bei zusammengesetzten Tafeln wird auch eine Nadel notwendig, sofern man nicht Bleistiftmarken an den Skalen anbringen will.

Bei allen 3 Arten von Tafeln ergibt sich die Notwendigkeit, jeder zahlenmäßigen Größe ein geometrisches Element, meistens eine Länge, manchmal auch einen Winkel zuzuordnen, mit welchen Elementen weiter gearbeitet wird. Verwendet man eine Länge als Element und ersetzt jeden Zahlenwert durch eine proportionale Strecke, so erhält man einen gleichmäßig geteilten Maßstab (Zentimeter-, Millimeterteilung). Stellt man nicht die Zahl selbst, sondern eine Funktion derselben dar, so erhält man eine Funktionsskala, von der die gleichmäßige Skala den einfachsten Sonderfall darstellt. Die am häufigsten verwendete Skala ist die logarithmische der Zahlen, die auch beim Rechenschieber vorkommt.

Es können natürlich auch andere Funktionen wie sinus, log sinus und dgl. verwendet werden. Bei einer besonderen Art der Tafeln mit Punktskalen kommen auch projektive Teilungen vor.

Diese projektiven Teilungen sind außer in diesem Sonderfall auch in anderen Fällen häufig am Platz, wenn gleichmäßige Teilungen für die verschiedensten Werte zu ungleiche Genauigkeit bieten und logarithmische Teilungen, deren Genauigkeit für alle Stellenwerte der Veränderlichen gleichbleibt, entweder wegen der darzustellenden Gleichung oder des Bereiches der einzelnen Veränderlichen unverwendbar sind. Dies ist überall dort der Fall, wo ein Wert null oder unendlich wird. Am häufigsten finden logarithmische Skalen Verwendung, die auch im graphischen Rechnen im engeren Sinne bei der Auflösung von Gleichungen beliebig hohen Grades und von solchen irrationaler[4]) oder transzendenter Form fast unentbehrlich sind.

Auch bei der Herstellung von graphischen Tafeln ist auf eine zweckmäßige Wahl der Funktionsskalen großer Wert zu legen, da die Konstruktion derselben bei günstiger Wahl sehr vereinfacht wird.

Viele Schaubilder lassen sich durch Verwendung von logarithmischen Teilungen, Potenzskalen usw. vereinfachen, weil an Stelle von punktweise zu ermittelnden Kurven Geraden treten, die durch zwei Punkte festgelegt werden können. Eine solche Anamorphose nach Lalanne[5]) ist häufig vorteilhaft.

Auch dann, wenn wegen Umständlichkeit der mathematischen Beziehungen oder bei im Versuchswege gefundenen Zusammenhängen eine Umformung durch Einführung neuer Veränderlicher oder Anwendung anderer Skalen auf exaktem Wege nicht möglich ist, empfiehlt es sich, durch Versuch zweckdienliche Linienscharen bei Netztafeln oder geeignete projektive Teilungen bei Fluchttafeln festzustellen. Der Erfolg ist dann eine geeignetere Skalierung bei Fluchtlinientafeln bzw. eine gleichmäßigere Verteilung der Kurvenscharen über das Zeichenblatt bei Netztafeln oder eine Streckung stark gekrümmter Kurven in letzteren, wodurch mit wenigen Punkten eine genauere Eintragung der Kurven ermöglicht wird.

Die Rechentafeln mit Punktskalen, zu denen auch die in letzter Zeit viel verwendeten Fluchttafeln gehören, fußen auf der Anwendung von Linienkoordinaten, insbesondere von Parallelkoordinaten, welch letztere Gattung am häufigsten verwendet wird. Diese Art von Tafeln ist bedeutend rascher herzustellen und einfacher zu verwenden als die zweite Gattung (Netztafeln), weil die Ablesung an Skalen ähnlich wie beim Rechenschieber erfolgt und das mühsame Zeichnen von Kurvenscharen entfällt. Die Theorie dieser Tafeln stammt von M. d'Ocagne, in Deutschland hat zuerst Mehmke sie auf praktische Aufgaben angewendet. Die einfachste Form der Fluchttafel beruht auf der graphischen Addition, die bei Verwendung logarithmischer Skalen Multiplikationen vermittelt. Die Verwendung von 2 Parallelkoordinaten als Bezugsachsen und geraden oder krummlinigen Skalenträgern, die Verbindung mehrere solcher Tafeln stellt aber nicht die einzige Form dar, vielmehr können an jeder beliebigen ebenen Figur Funktionsskalen[6]) angebracht werden, deren Ablesung mit besonderen Weisern (Indexen, Ablesestrahlen, bestehend aus einer oder mehreren Geraden) erfolgt. Bringt man auf 3 parallelen Geraden, die voneinander gleich weit abstehen, gleiche Teilungen an, so liest man im Schnittpunkt der Verbindungslinie zweier beliebiger Werte der beiden äußeren Skalen mit der Mittelskala das arithmetische Mittel der Werte der Außenskalen ab. Die Ablesung erfolgt mit einem Lineal oder besser mit einer auf einer Zellhornplatte geritzten Geraden.

Drei parallele Funktionsleiter gestatten die Darstellung einer Gleichung von der Form

$$F_1(\alpha) + F_2(\beta) + F_3(\gamma) = 0 \quad \ldots\ldots\ldots \quad (1$$

Die Funktionen F können beliebige sein. Hat man Produkte mehrerer Variablen darzustellen, welcher Fall bei technischen Aufgaben besonders häufig ist, so braucht man die Formel bloß zu logarithmieren und die Logarithmen der

[3]) Die Bezeichnung Fluchttafel kann sich dem Wortlaute gemäß aber bloß auf Tafeln mit Punktskalen und Ablesegerade beziehen, nicht auch auf die, bei denen andere Ablesemittel notwendig sind.

[4]) Das logarithmographische Verfahren wurde zum erstenmal von Mehmke in seinem Leitfaden zum graphischen Rechnen ausführlich dargestellt.

[5]) Lalanne, Description et usage de l'abaque, Paris 1845.

[6]) Luckey u. a. gebrauchen auch den Ausdruck „Funktionleiter".

einzelnen Variablen darzustellen. Die Darstellung von Formeln mit Produkten von beliebigen Potenzen bietet nicht die geringste Schwierigkeit und wird ermöglicht durch Anbringung der dritten Geraden in bestimmten Abständen von den beiden äußeren oder durch passende Wahl der logarithmischen Einheiten der einzelnen Skalen[7]). Eine einfache Multiplikationstafel erhält man dadurch, daß man die logarithmische Einheit der in gleichem Abstand von den äußeren Geraden liegenden Mittelgeraden halb so groß nimmt wie die der äußeren. In vielen praktischen Fällen empfiehlt es sich nicht, die Skalierung nach den Veränderlichen der Formeln vorzunehmen, sondern nach Größen, die dafür eingesetzt werden können. Legt man z. B. eine Fluchttafel für die Formel

Graphische Tafeln für Eisenbetonrohre, die auf reine Biegung beansprucht werden.

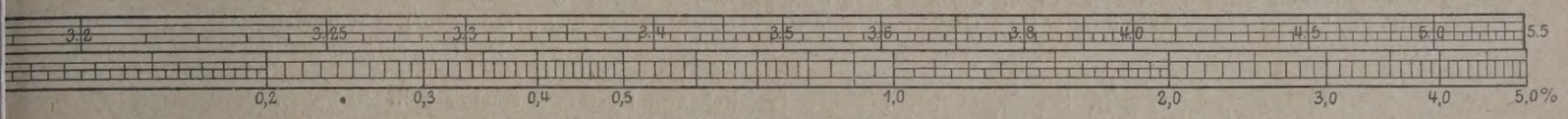


Abb. 1. Homogener Querschnitt.

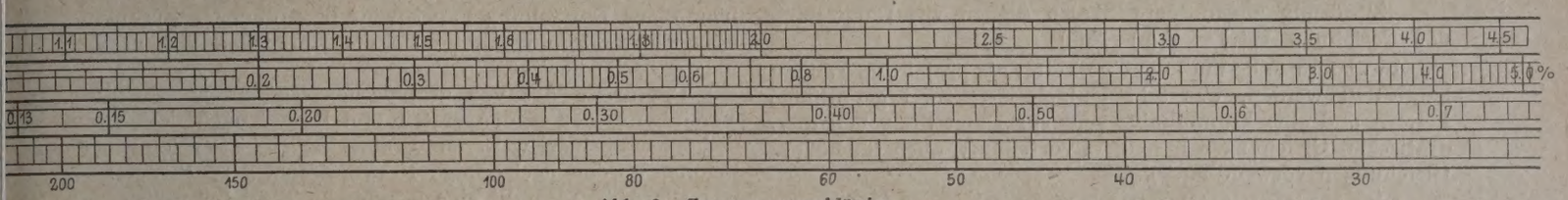


Abb. 2. Zugzone vernachlässigt.

$M = \sigma \mathfrak{W}$ an, so bringt man bei Anwendung dieser Formel auf Profileisen nicht die Werte $\mathfrak{W}$, die Widerstandsmomente in cm^3 zur Darstellung, sondern sofort die einzelnen Nummern der Profile; ebenso kann u. U. die Teilung „M" das Biegungsmoment unterdrückt und direkt die Belastung P verwendet werden und statt σ, sobald dieser Wert ein für allemal gleich ist, eine Skala für die Balkenspannweite. Die Mannigfaltigkeit der Darstellungsmöglichkeit ist außerordentlich groß. Funktionsskalen, welche nicht aus Zahlentafeln der Taschenbücher oder von Rechenschiebern, Logarithmenpapieren usw. entnommen werden können, sondern eine andere beliebige Funktion darstellen sollen, werden in der Weise hergestellt, daß man in einem rechtwinkligen Koordinatensystem mit geeigneten Maßstäben die Beziehung der beiden Variabeln durch eine Kurve darstellt, also ein Schaubild herstellt — und die Teilwerte dann auf dieselbe Achse projiziert: man erhält so zwei nebeneinander liegende Teilungen, welche direkt die Ablesung zusammengehöriger Werte gestattet; jedes einfache Schaubild kann so in einen Doppelfunktionsteiler verwandelt werden. Diese Darstellungsmöglichkeit kann nicht genug empfohlen werden, weil sie raumsparend ist und Ablesefehler fast unmöglich macht. So eine Funktionsleiter ist gleichsam die kotierte Projektion der als Höhenkurve aufgefaßten Linie der Funktion.

Als Beispiel einer solchen Doppelfunktionsleiter ist Abb. 1[8]) zu betrachten. Es ist dies eine Rechentafel für Eisenbetonrohrquerschnitte, die auf reine Biegung beansprucht werden, unter Einrechnung der Zugzone des Betons. Das Biegungsmoment „M" ist $M = \mu r^2 d \sigma$. Hierbei sind: μ ein Beiwert der aus der Tafel als Funktion von φ, dem Bewehrungsverhältnis in Hundertteilen des Betonquerschnittes entnommen werden kann. r ist der mittlere Rohrhalbmesser in cm, σ die Randspannung in kg/cm^2, d die Wandstärke in cm, M das Biegungsmoment in kgcm.

In Abb. 2 ist eine vierfache Funktionsleiter dargestellt, welche für denselben Fall gilt, sobald die Zugzone des Betons vernachlässigt wird; ξ_1 ist ein Beiwert zur Ermittlung des Nullinienabstandes, β ist das Verhältnis der Eisen- zur Betondruckspannung[9]).

Abb. 3 stellt eine einfache Fluchtlinientafel für eine Geschwindigkeitsformel für natürliche Flußgerinne dar[10]). Die Formel lautet:

$$V_m = 23{,}781\ T_m^{0{,}776}\ J^{0{,}458}.$$

Die Formel ist empirisch auf Grund von Eintragung von Beobachtungsergebnissen auf Logarithmenpapier — worüber bei Besprechung der Netztafeln berichtet werden wird, ermittelt worden.

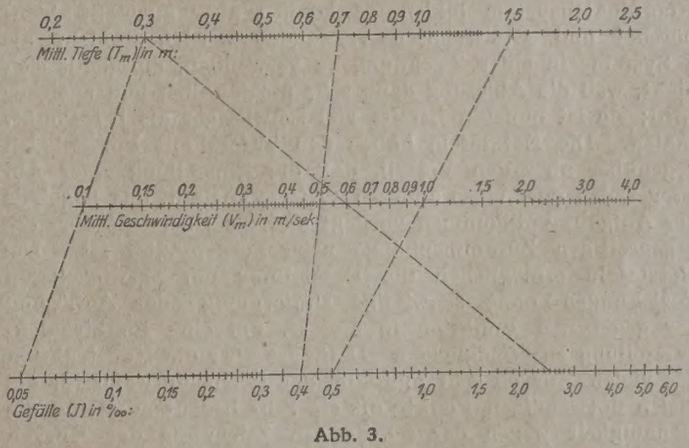


Abb. 3.
Graphische Tafel einer Geschwindigkeitsformel für natürliche Gerinne.

An diese 3 Beispiele ließen sich leicht weitere anschließen, weil die meisten bisher erschienenen Abhandlungen über Fluchtlinien handeln[11]).

---

[7]) Näheres hierüber findet sich in der Abhandlung von W. Vieser, Anwendung der Nomographie auf hydraulische Formeln. Zeitschrift d. Österr. Ing. u. Arch. Vereins 1910, Nr. 14.

[8]) Die Abb. sind ursprünglich in der günstigsten Größe hergestellt worden. Da eine Benützung der Nomogramme ohne Zuhilfenahme der zugehörigen Abhandlungen nicht beabsichtigt werden konnte, wurden mit Rücksicht auf den zur Verfügung stehenden Raum alle Abbildungen mit Ausnahme der Abb. 1 und 2 verkleinert wiedergegeben. Im übrigen muß auf die Quellen verwiesen werden

[9]) Siehe Abhandlung W. Vieser, Die Berechnung von auf Biegung beanspruchten Eisenbetonrohrquerschnitten. „Der Bauingenieur" 1921, Heft 14.

[10]) Dr. techn. Otto Gröger, Eine neue Geschwindigkeitsformel für natürliche Flußgerinne. Zeitschrift d. Öster. Ing. u. Arch. Vereins 1914, II. 18.

[11]) Aus der überreichen Zahl der Abhandlungen seien noch erwähnt: H. Eipel, Die Herstellung von Fluchtlinien für die Kalkulation. „Der Betrieb" 1920, H. 5.

Fluchtlinientafeln zur Berechnung von Laufzeiten der Werkzeugmaschinen. F. Gabriel. „Der Betrieb" 1920, H. 5.

Fluchtlinientafeln. Dipl.-Ing. H. Ott. „Der Betrieb" 1920. H. 5.

Fluchtentafeln von H. Eipel. Der praktische Maschinenkonstrukteur, 5. V. 1921.

Diese Beispiele, ferner die in den Fußnoten erwähnten Aufsätze mögen genügen, um die vielseitige Anwendungsmöglichkeit zu veranschaulichen. Formeln aus der Statik und Festigkeitslehre, der Eisenbetontheorie, der Hydraulik, des Maschinenbetriebes und der Kalkulation sind darin dargestellt. Wie erwähnt, enthält das ausländische Schrifttum ebenfalls viele derartige Nomogramme, insbesondere finden sie sich auch in amerikanischen Zeitschriften.

Außer solchen Fluchttafeln wurden auch Tafeln mit Funktionsleitern auf 2 parallelen und einer beide schneidenden Geraden oder einer Kurve, ferner auf 3 durch einen Punkt gehenden Geraden hergestellt. Die Ablesung erfolgt mit einer Ablesegeraden. Es lassen sich auch Recht- und Dreiecke-Anordnungen verwenden, wobei die Ablesung durch einen Doppel- bzw. Dreistrahl erfolgt. Auch sogenannte Hexagonaltafeln wurden verfaßt. Gehen die 3 Leitern durch einen Punkt, so kann man damit eine Gleichung von der Form

$$\frac{1}{F_3(\gamma)} = \frac{1}{F_1(\alpha)} + \frac{1}{F_2(\beta)} \quad \ldots\ldots\ldots \quad (2$$

darstellen.

„Z"-förmig angeordnete Skalen dienen zur Darstellung der Beziehung $F_3(\gamma) = F_1(\alpha) \cdot F_2(\beta)$[12]).

In diesem Falle muß die eine Leiter als projektive Teilung hergestellt werden, was sehr einfach ist. Zwei geradlinige Leitern und eine krummlinige sind zur Darstellung von quadratischen Gleichungen besonders vorteilhaft, auch für höhere Gleichungen verwendbar.[13])

Die zweite Gattung von graphischen Rechentafeln, meistens Netztafeln genannt — Tafeln mit bezifferten Kurven — ist den Fluchttafeln dual zugeordnet. Diese Art von Tafeln sind vielfach als Graphikone, Diagramme, Schaubilder bezeichnet worden und bestehen aus mehreren Systemen von sich schneidenden Linienscharen. Die Bezuglinienscharen können parallele Gerade sein, die ein rechtwinkliges Koordinatensystem bilden, es können aber auch Strahlenbüschel und Kreisscharen verwendet werden. Mehr als 4 Systeme in einer Zeichnung zu verwenden, empfiehlt sich nicht, weil die Ablesung dann sehr umständlich und unsicher wird; sie ist ohnehin bereits viel schwieriger als bei Punktskalen. Die Netztafeln haben den Tafeln mit Punktskalen gegenüber aber den Vorteil, daß die Einstellung einer Ablesegeraden oder eines anderen Weisers entfällt, das Ergebnis der Aufgabe vollkommen vorliegt und die Übersicht über die gegenseitigen Zusammenhänge noch ausgeprägter ist. Die Netztafeln ermöglichen die Darstellung der verwickeltsten Beziehungen ohne schwierige Umformung oder Auflösung der gegebenen Funktion in andere, um eine Punktskalendarstellung zu ermöglichen. Dafür ist aber die Konstruktion der vielen Kurven sehr mühsam, der Rechenaufwand für die vielen notwendigen Punkte oft ein sehr bedeutender und die Genauigkeit wegen der schwierigen Zeichnung der Kurven eine verminderte.

In verwickelteren Fällen oder bei einer größeren Zahl voneinander abhängiger Veränderlichen ist aber eine Netztafel nicht leicht zu umgehen. Die Entfernung der einzelnen Linien einer Schar untereinander kann auf einer gleichmäßigen Teilung oder einer beliebigen Funktion beruhen. Die Mannigfaltigkeit der Darstellungsart ist eine außerordentlich große; bestimmte Richtlinien lassen sich in diesem Zusammenhange schwer geben. Die später erwähnten Beispiele werden diese veranschaulichen.

[12]) Z-förmige Fluchttafeln und andere finden sich in reicher Auswahl für bautechnische Aufgaben angewendet z. B. in der Abhandlung: Nomographic charts simplify solution of problems in structural design. Engineering Record 1915, Bd. I.

[13]) Krummlinige Skalenträger verwendet auch Dr. Bechyne in seinem Buch „Výpočty Rámových Konstrukci. Prag 1918. (Berechnung von Rahmenkonstruktionen.) zur Vereinfachung der Berechnung von Zweigelenkrakmen mit Vouten; auch andere Tafeln sind dort dargestellt.

Die einfachste Darstellung entsteht durch Eintragung einer Kurve oder einer Kurvenschar, welche eine bestimmte Beziehung darstellt, in ein „Millimeterpapier". Zweckmäßiger ist die Darstellung bei vielen technischen Aufgaben auf Logarithmen- oder Halblogarithmenpapier; manchmal sind Sinus- und Sinuslogarithmenpapiere, wie sie im Handel erhältlich sind, am Platze.

Viele im Versuchswege gewonnene Zusammenhänge, die in Form von Beobachtungsergebnissen vorliegen, stellen sich auf Logarithmenpapier als auf einer Geraden liegend dar. Dies ist der Fall für eine Gleichung von der Form

$$b = B\,q^{\alpha} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad (3$$

Auf diese Weise war es schon wiederholt möglich, neue Gesetze abzuleiten und hat dieses äußerst zweckmäßige Verfahren häufig Anwendung gefunden[14]). Näher hierauf einzugehen, ist nicht möglich[15]). Wie sich das von Mehmke ausführlich entwickelte logarithmographische Verfahren besonders vorteilhaft zur Lösung von Gleichungen und namentlich von Systemen solcher beliebig hohen Grades, ferner von Gleichungen irrationaler und transzendenter Form erwies, so ist auch die Verwendung von logarithmisch geteilten Papieren zur Darstellung experimentell gefundener Zusammenhänge äußerst lohnend, da sie die Herleitung von Formeln ungemein begünstigt.

Die dritte Art von graphischen Tafeln entsteht durch Vereinigung der beiden ersten und bedarf nach dem Vorangehenden keiner weiteren Besprechung. Zur Veranschaulichung werden noch einige Nomogramme gebracht.

Die Abb. 4a stellt eine graphische Tafel für kreisförmige Kanalröhren, die Abb. 4b eine solche für eiförmige dar[16]). Es kann daraus der Zusammenhang zwischen Wassermenge, Geschwindigkeit und Gefälle für verschiedene Rauhigkeitsgrade, Rohrdurchmesser von 0,10 bis 1,20 m und bei der zweiten Tafel auch für voll und für nur bis zum Kämpfer gefülltes Profil, bei Abmessungen von r = 20 cm bis r = 60 cm entnommen werden. Diese gehört, wie die übrigen Beispiele, zur dritten Art. Durch Teilung erhält man die beiden ersten Arten.

Eine graphische Tafel zur Berechnung von Eisenbetonplattenbalken für beliebige Spannungswerte, Verhältnisse der Plattendicke zur Nutzhöhe und sonstigen Querschnittsabmessungen gibt Abb. 5 wieder[17]). Die Bemessung von doppelt bewehrten Rechtecksbalken aus Eisenbeton für beliebige Randspannungen, Bewehrungsverhältnisse und Abmessungen gestattet das in Abb. 6 dargestellte Nomogramm[18]).

Vergleicht man diese sowohl zur Spannungsberechnung als auch zur Bemessung der Querschnitte von Eisenbetonträgern geeigneten, höchst übersichtlichen, für große Bereiche der einzelnen Größen ausreichenden graphischen Darstellungen mit ähnlichen Zwecken dienenden vielseitigen Tabellenwerken, so wird die Zweckmäßigkeit solcher Darstellungen keine weitere Begründung erfordern und für sich selbst sprechen. Auf die Vorzüge graphischer Tafeln gegenüber von Zahlentafeln näher einzugehen, erübrigt sich.

[14]) Die Anwendung der logarithmischen Maßstäbe rührt von dem englischen Astronomen F. Gunter her (1623) und fand auch bei der ersten Herstellung einer Multiplikationstafel statt. Diese graphische Tafel besteht aus 3 parallelen Geradenscharen, die miteinander Winkel von 45° und 90° einschließen. Die Verwendung transformierter Koordinatensysteme, die im graphischen Rechnen häufig sehr vorteilhaft ist, wurde von Lalaune erfunden und Anamorphose genannt.

[15]) Siehe auch Luckey, Einführung in die Nomographie. Diese beiden Bändchen sind meines Erachtens am besten geeignet zur Einführung in das Gebiet und sind sehr zu empfehlen.

[16]) Entnommen aus Heft 14, Zeitschrift d. österr. Ing. u. Arch. Vereins 1910. W. Vieser, Anwendung der Nomographie auf hydraulische Formeln. Eine Tafel für die Formeln von Bazin, Lindboe und Gauguillet-Kutter enthält die Abhandlung: N. Haponowicz. Eine graphische hydraulische Tafel: Z. d. Ö. I. A. V. 1913, H. 26.

[17]) Siehe: W. Vieser, Graphische Tafeln für Eisenbetonträger. Zeitschrift für Architektur und Ingenieurwesen 1913, Heft 3.

[18]) W. Vieser, Nomographisches Diagramm zur Dimensionierung von doppelt und verstärkt armierten Balken. Zeitschrift für Architektur und Ingenieurwesen 1914, H. 1.

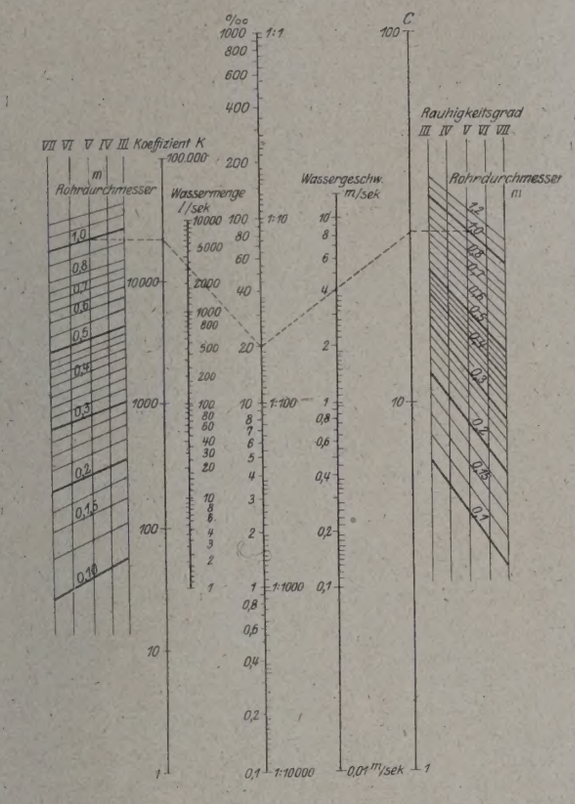


Abb. 4a. Graphische Tafel für kreisförmige Rohre.

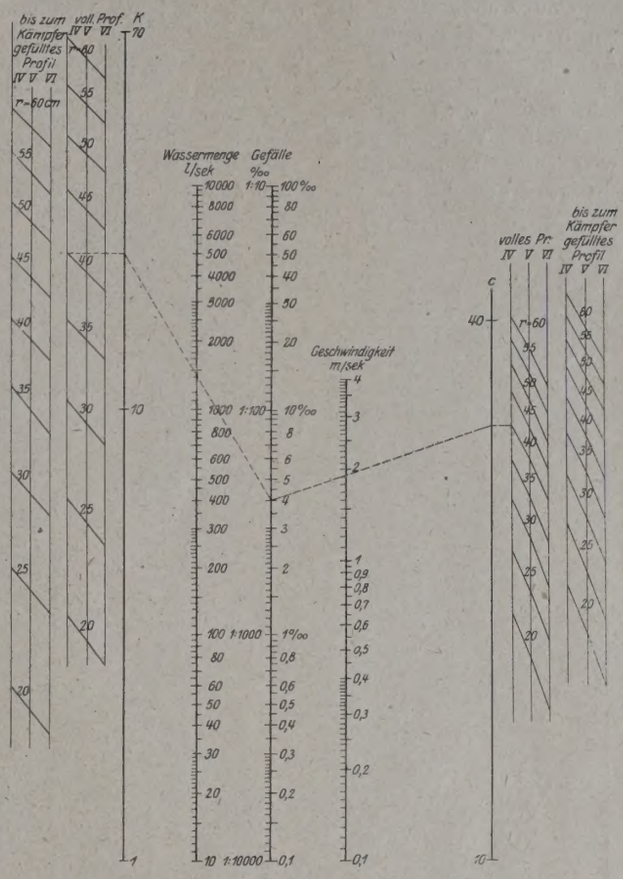
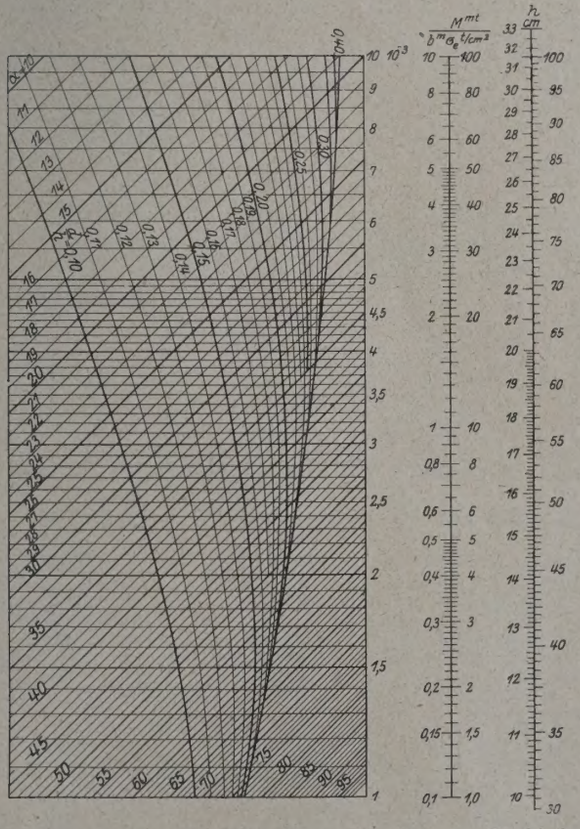


Abb. 4b. Graphische Tafel für eiförmige Kanalrohre.



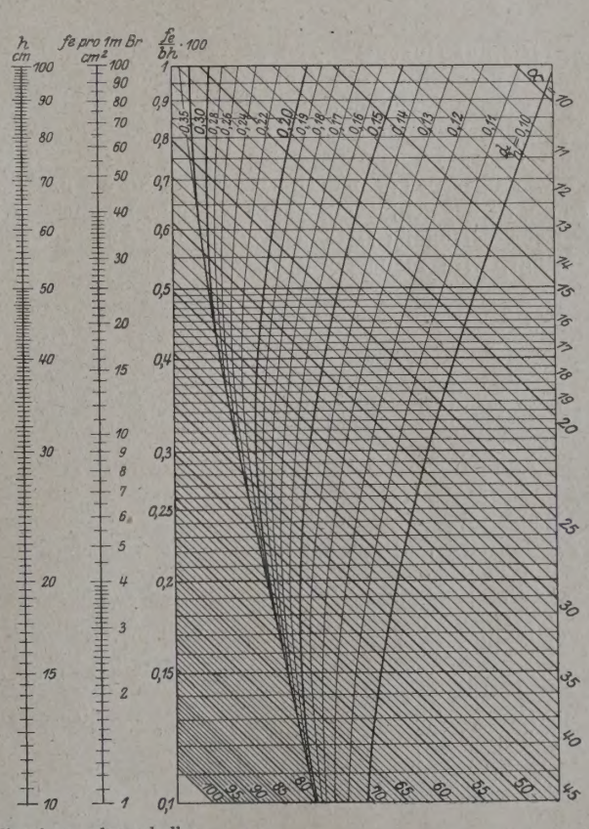


Abb. 5. Graphische Tafel für Eisenbetonplattenbalken.

Die angeführten Beispiele dürften wohl zur Genüge bewiesen haben, daß die graphischen Tafeln ein großes Anwendungsgebiet besitzen und für die Praxis ungemein wichtig sind. Welche Fülle von mühseligen und weitläufigen Berechnungen wird erspart, wieviele Fehler lassen sich vermeiden bei Verwendung geeigneter Hilfsmittel für ständig zu wiederholende Berechnungen! Diese im Ausland schon gewürdigte Tatsache hat zur Folge gehabt, daß in den ausländischen Zeitschriften[19]) häufig Nomogramme dargestellt

Auch die neueren fremdsprachlichen Werke wurden erwähnt; Lücken in dieser Zusammenstellung sind wohl heutzutage begreiflich.

Im Schriftenverzeichnis wurden aus vorerwähntem Grunde auch die Arbeiten über einfache graphische Darstellungen, bisher meistens Diagramme, Graphikons oder Schaubilder, ferner solche über graphische Rechenverfahren, die in den letzten Jahren durch Ausbildung des logarithmographischen Verfahrens zur Auflösung von Gleichungen eine hohe Stufe der Vervoll-

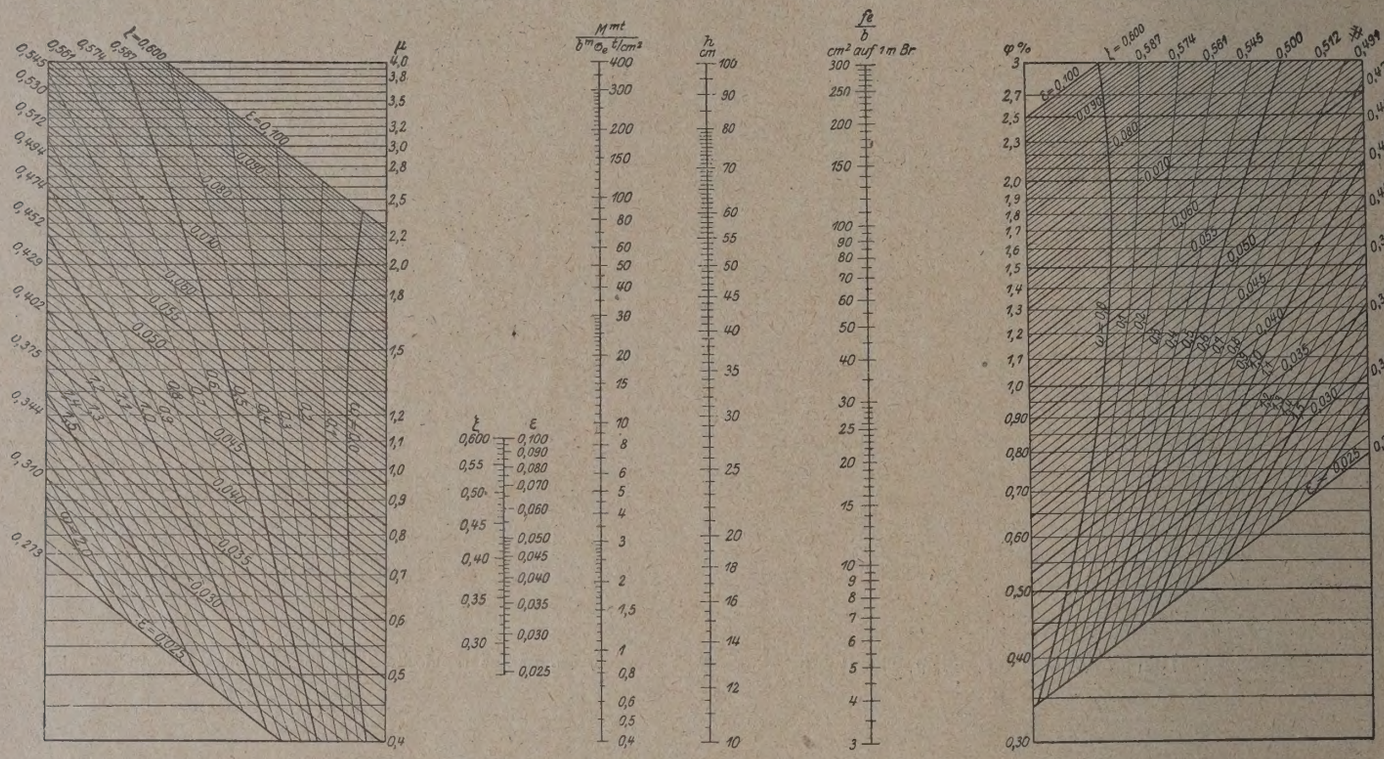


Abb. 6. Graphische Tafel für druckbewehrte Eisenbetonrechtecksquerschnitte.

werden. Hierauf einzugehen, ist an dieser Stelle nicht möglich und bei der Schwierigkeit der Beschaffung ausländischer Fachblätter auch nicht notwendig. Dagegen wurde großer Wert darauf gelegt, ein möglichst vollständiges Verzeichnis einheimischer Bücher und Schriften über graphische Rechentafeln sowie über das graphische Rechnen und die graphische Darstellung zu bringen, damit dem Leser eine möglichst reiche Auswahl zur Verfügung stehe, eingedenk des Ausspruchs, wer vieles bringt, wird manchem etwas bringen.

kommnung erreicht haben, gleichfalls berücksichtigt. Es wäre dieser Vorgang schon deswegen nicht gänzlich zu umgehen gewesen, als einige Schriften nicht nur das Gebiet der Nomographie — der Lehre von den graphischen Tafeln — sondern auch die einfache graphische Darstellung und das graphische Rechnen — im engeren Sinne — behandeln.

Der große Umfang des einschlägigen Schrifttums dürfte auch dem Ingenieur den Wert dieser neueren Verfahren für die Praxis hinlänglich beweisen[20]).

A. Deutsche Schriften.

I. Sonderschriften:

1. M. R. Preßler, Der Meßknecht. Braunschweig 1852.
2. M. R. Preßler, Der Ingenieur-Meßknecht. Braunschweig 1862.
*) 3. Ch. A. Vogler, Anleitung zum Entwerfen graphischer Tafeln. Berlin 1877.
4. O. Bürklen, Graphisches Rechnen und graphische Darstellung im Mathematikunterricht. Gmünd 1899.
*) 5. Fr. Schilling, Über die Nomographie von M. d'Ocagne. Leipzig 1900.
*) 6. Mandl, Graphische Darstellung der mathematischen Formeln. 1902.
*) 7. v. Pirani, Graphische Darstellung in Wissenschaft und Technik. Leipzig 1912. Sammlung Göschen Bd. 728.
8. Auerbach, Die graphische Darstellung. Leipzig 1914. Aus Natur und Geisteswelt Bd. 437.
9. Runge, Graphische Methoden. S. M. Ph. Lb. Bd. 18. Leipzig 1915.
10. Mehmke, Leitfaden zum graphischen Rechnen. Leipzig 1917. Sammlung mathematisch-physikalischer Lehrbücher Bd. 19.
*) 11. Luckey, Einführung in die Nomographie. Math.-Phys. Bibl. Leipzig. I. Die Funktionsleiter. Bd. 18. 1918. II. Die Zeichnung als Rechenmaschine. Bd. 37. 1920.
12. Prölß, Graphisches Rechnen. Aus Natur und Geisteswelt Bd. 708. Leipzig 1920.

II. Handbücher

(in denen einzelne Kapitel von graphischen Verfahren handeln).

1. Mehmke, Enzyklopädie der math. Wissenschaften, I. Bd. Arithmetik und Algebra, II. Teil. (Abschnitt I. F. Numerisches Rechnen.) 1902.
2. Perry, Höhere Analysis für Ingenieure. (Deutsche Ausgabe von Lenke, „Praktische Mathematik". Wien 1903.)

[19]) Siehe „Index technique" und verschiedene Zeitschriftenschauen.

*) Diese Werke befassen sich mit der Nomographie; die übrigen mit verwandten Gebieten.

[20]) Für denjenigen Leser, der beabsichtigt, sich ohne allzu großen Zeitaufwand in den Gegenstand soweit einzuarbeiten, daß er in der Lage ist, graphische Tafeln für den praktischen Gebrauch selbst anzufertigen, ist die Einführung in die Nomographie von Luckey zu empfehlen. Hiermit soll bloß die erste Wahl erleichtert und keine Kritik oder Bewertung der Schriften vom wissenschaftlichen Standpunkt gegeben werden.

3. v. Sanden, Praktische Analysis. 1914.
4. Scheffers, Lehrbuch der Mathematik. 1916.

III. Verschiedene Bücher, in denen Nomogramme vorkommen (ohne Theorie derselben).
1. Schlesinger, Die Selbstkostenberechnung von Maschinenfabriken.
2. Siegerist, Vorkalkulation.
3. Drehbankkalkulator von der „Stugra". Zentralstelle für graphische Berechnungstafeln in Waidmannslust bei Berlin.

IV. Zeitungsaufsätze.
Ein vollständiges Verzeichnis hierüber zu bringen, ist kaum möglich, bezüglich einzelner Arbeiten siehe Fußnoten.
Logarithmen- und andere Papiere für graphische Rechenverfahren stellt Carl Schleicher & Schüll, Dortmund, her.

B. Fremdsprachliche Werke.

1. Lalanne, Description et usage de l'abaque. Paris 1845.
2. M. d'Ocagne, Coordonnées parallèles et axiales. Paris 1885.
3. M. d'Ocagne, Nomographie. Les calculs effectués au moyen des abaques. Paris 1891.
4. M. d'Ocagne, Le calcul simplifié au moyen des procédés mécaniques et graphiques. Paris 1894.
5. M. d'Ocagne, Traité de Nomographie. Paris 1899.
6. R. Soreau, Contribution à la théorie et aux applications de la nomographie. Paris 1901.
7. G. Pesci, Cenni di Nomografia. Livorno 1901.
8. R. Soreau, Nouveaux types d'abaques. Paris 1906.
9. M. d'Ocagne, Calcul graphique et monographie. Paris 1908.
10. A. H. Barker, Graphical calculus. London 1908.
11. Peddle, The construction of graphical charts. New York 1910.
12. Seco de la Garza. Les nomogrammes de l'ingénieur. Paris 1914. Alle diese Werke (B) behandeln die eigentliche Nomographie.[21])

DER WETTBEWERB FÜR ENTWÜRFE ZU EINER VERBINDUNG ÜBER DEN LIMFJORD ZWISCHEN AALBORG UND NÖRRESUNDBY IN DÄNEMARK.

Vom Geheimen Baurat Schaper, Berlin.

(Fortsetzung von Seite 549.)

16. „Beton og Jern". 17. „Jernbeton". 18. „Bonus parvo pretio".

Verfasser: Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg, A.-G. in Gustavsburg bei Mainz. Ingenieurfirma Christiani u. Nielsen, Kopenhagen.

Die genannten drei Entwürfe rühren von den Verfassern des mit einem ersten Preise ausgezeichneten Entwurfes „Vidtspaendende" her. Sie sind hinsichtlich der Lage der Verbindung, der Landanschlüsse und der Wahl der Gründungsart dem letzteren gleich. Es kann daher in diesen Punkten auf die Beschreibung des Entwurfes „Vidtspaendende" in Heft 14 verwiesen werden.

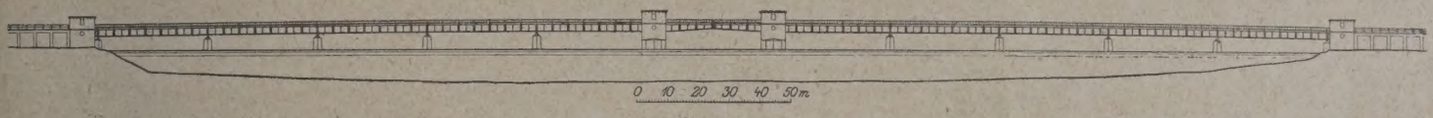


Abb. 81. Übersicht der Brücke.

Der Entwurf „Beton og Jern" (Abb. 81) ist dem Entwurf „Vidtspaendende" auch sonst ähnlich. Der bewegliche Überbau ist der gleiche wie dort, eine zweiflügelige Klappbrücke nach der Bauart Scherzer. Er liegt in der Mitte der festen Überbauten, deren vollwandige, parallelgurtige und 2,5 m hohe, eiserne Hauptträger unter der Fahrbahn angeordnet sind und auf jeder Seite je 5 Öffnungen überspannen. Jeder Überbau weist zwei Hauptträger mit 10 m Mittenabstand (Abb. 82) auf. Der Abstand der Querträger beträgt 5,07 m. Die Ausbildung der Fahrbahn, des Fahrbahnträgergerippes und der Gehwege bietet nichts Besonderes. Die Stützweiten der Hauptträger betragen 35,49 m. Durch Einschaltung von Gelenken in der zweiten und vierten Öffnung jeder Seite ist die statische Bestimmtheit gewahrt. Die Unterkante der vollen Pfeilerschäfte liegt bei den Klappbrückenpfeilern ebenso tief wie beim Entwurf: „Vidtspaendende", diejenige der anderen Pfeiler wesentlich höher als dort, nämlich auf der Höhe 1,5 unter M. W. (vergl. Abb. 18 in Heft 14). Hierin erblickt das Preisgericht eine Schwäche des Entwurfes.

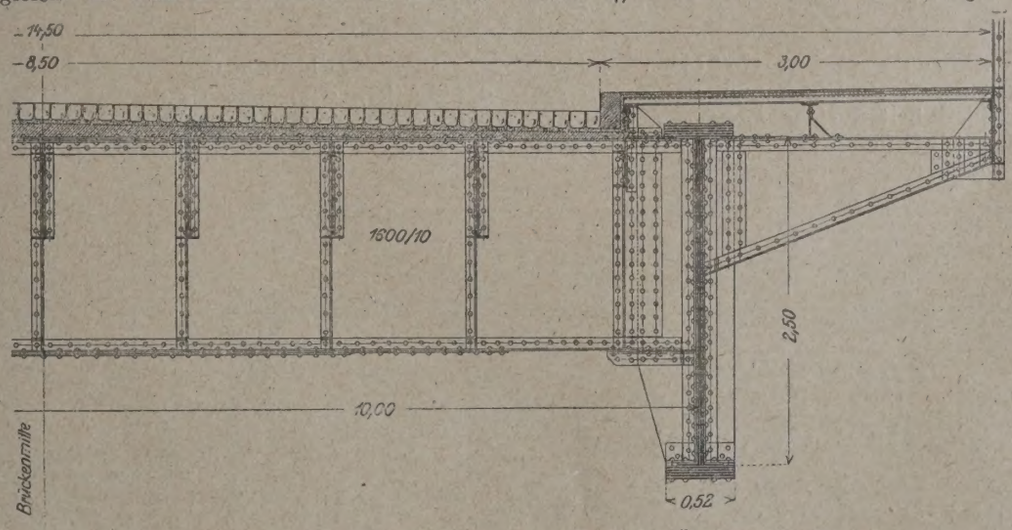


Abb. 82. Querschnitt durch einen der festen Überbauten.

Beim Entwurf „Jernbeton" ist die Lage und die Ausbildung des beweglichen Überbaues dieselbe (Abb. 83). Es schließen sich aber zu beiden Seiten Eisenbetonüberbauten über je 7 Öffnungen mit 25,55 m Pfeilermittenabstand an. Die Hauptträger, die unter der Fahrbahn liegen (Abb. 84), sind durchlaufende Balkenträger. Durch Einschaltung von Gelenken in der zwei-

[21]) Während der Drucklegung wurde mir ein weiteres Werk aus der Bücherschau bekannt: R. Soreau, Nomographie ou traité des abaques. Paris 1921. (2 Bände 504 und 284 S.)

ten, vierten und sechsten Öffnung jeder Seite ist die statische Bestimmtheit gewahrt. Jeder Überbau besitzt 2 Hauptträger (Abb. 84). Ihr Mittenabstand beträgt 7,7 m, ihre Unterkante ist nach einem Kreisbogen geformt, Paare liegen unter den Gehwegen, die 4 anderen Hauptträger unter der Fahrbahn. Die Unterkante des vollen Schaftes des Drehpfeilers liegt ebenso tief wie die der Klappbrückenpfeiler beim Entwurf „Vidtspaendende". Die Unterkante des vollen

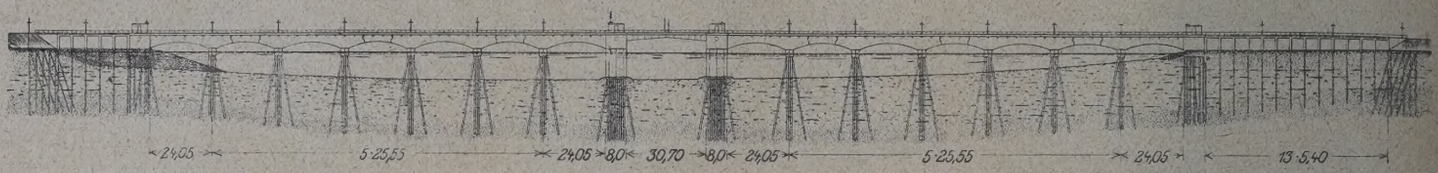


Abb. 83. Übersicht der Brücke.

ihre Höhe in der Mitte der Öffnung beträgt 2,96 m, über den Pfeilern 5,26 bis 5,90 m. Die Fahrbahntafel wird von den Hauptträgern, den Längsträgern und den Querträgern, die 3,65 m Mittenabstand haben, gestützt. Die Fußwege werden

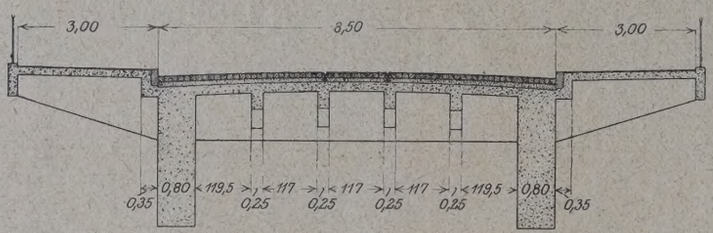


Abb. 84. Querschnitt durch die Mitte eines festen Überbaues.

Schaftes der anderen Pfeiler schließt mit 1,5 m unter M. W. ab. Von diesen Pfeilern haben nur die beiden Anschlagpfeiler der Drehbrücke und die mittelsten Pfeiler zwischen diesen und dem Lande in der Längsrichtung der Brücke geneigte

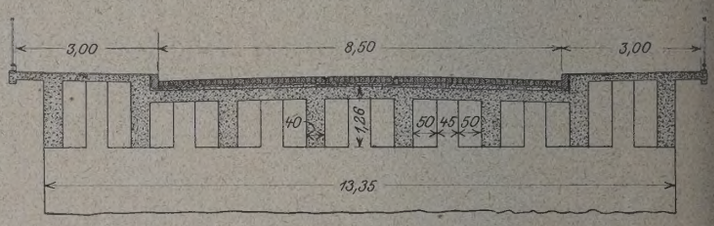


Abb. 86. Querschnitt durch die Mitte eines festen Überbaues.

von Konsolen getragen. Hinsichtlich der Gründung gilt das beim Entwurf „Beton og Jern" Gesagte. Außer der Pfeilerausbildung tadelt das Preisgericht an diesem Entwurf die geringe Weite der Öffnungen.

Schrägpfähle (Abb. 85); die anderen Pfeiler haben nur eine Pfahlreihe erhalten. Der Entwurf „Bonus parvo pretio" sieht zum Unterschied von den anderen Entwürfen derselben Verfasser keine Unterführung der Hafengleise vor.

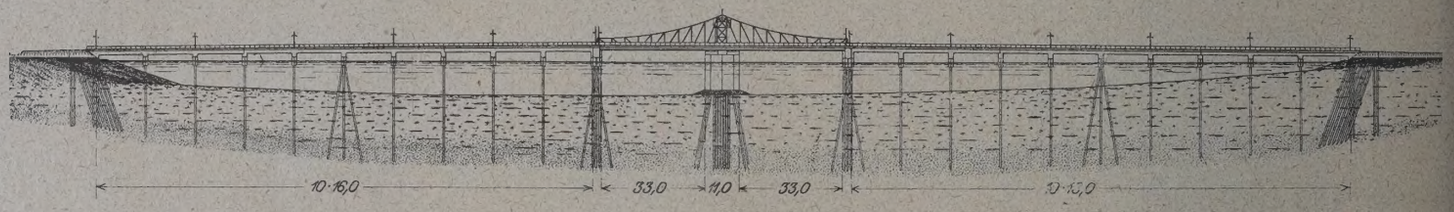


Abb. 85. Übersicht der Brücke.

Beim Entwurf „Bonus parvo pretio" (Abb. 85) ist die Weite der Öffnungen der festen Überbauten noch mehr eingeschränkt. Zu beiden Seiten einer zweiarmigen eisernen Drehbrücke, deren Arme Öffnungen von 33 m lichter Weite

Die sehr kleinen Öffnungen, die schwache Gründung der Pfeiler, der hohe Grad der statischen Unbestimmtheit der festen Überbauten und die daraus sich ergebende empfindliche Abhängigkeit von etwaigen Stützen-

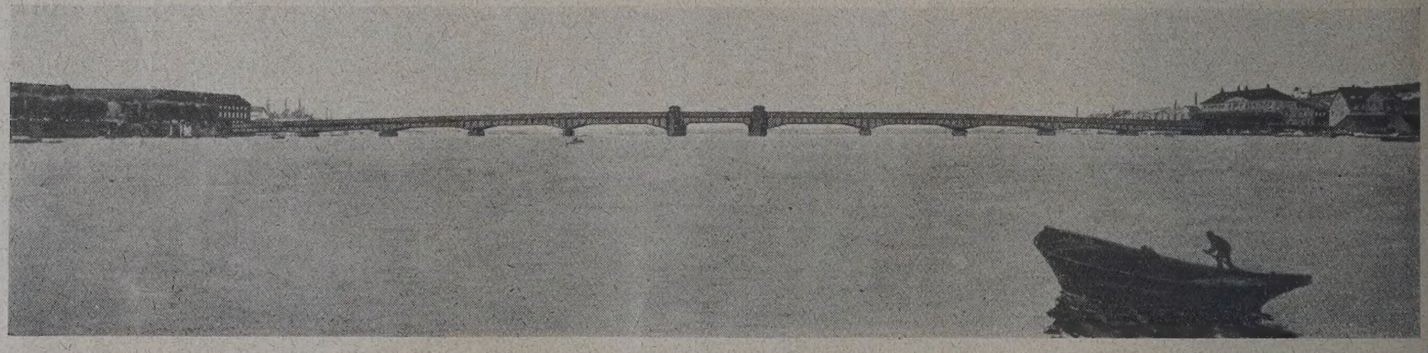


Abb. 87. Ansicht der Brücke.

überspannen, liegen je 10 Öffnungen mit 16 m Pfeilermittenabstand. Diese Öffnungen sind mit durchlaufenden, gradlinig begrenzten Eisenbetonträgern ohne Gelenke überspannt. Jeder Überbau besitzt 8 Hauptträger (Abb. 86). Die beiden äußersten

senkungen und schließlich die durch die wenig ansprechende Form der Drehbrücke verursachte Uneinheitlichkeit des Brückenbildes beeinträchtigen den Wert des Entwurfes stark.

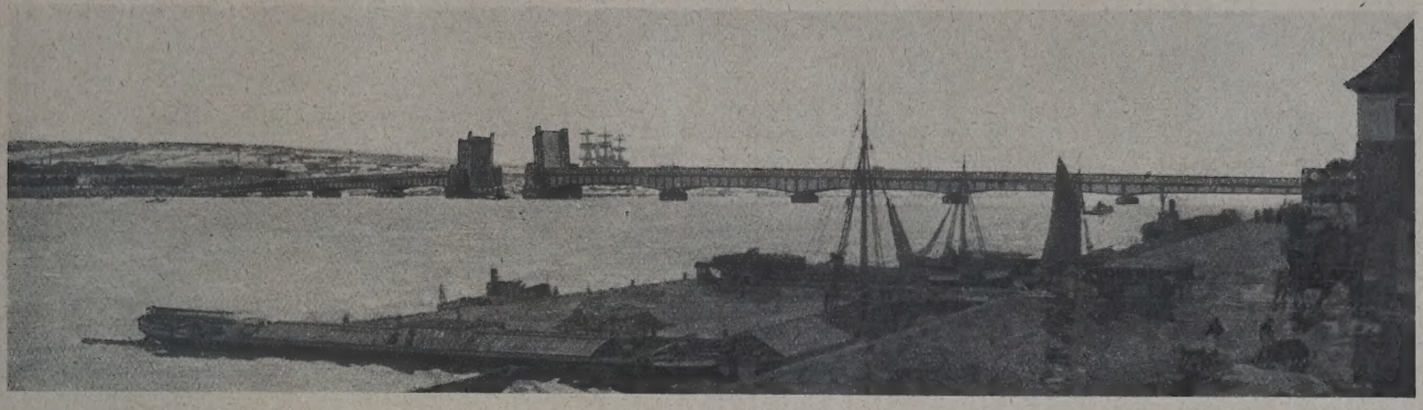


Abb. 88. Ansicht der Brücke.

19. „Skagen".

Verfasser: Gutehoffnungshütte, Sterkrade - Rheinland, Ingenieurfirma Monberg und Thorsen, Kopenhagen, Professor Karl Wach, Kunstakademie in Düsseldorf.

Der Entwurf ist von den Verfassern des mit einem ersten Preise ausgezeichneten Entwurfes „Dannebroge" eingereicht worden. Beide Entwürfe unterscheiden sich in der Wahl der Lage der neuen Verbindung, der Durchbildung der Landanschlüsse, der Art der Gründung und in der Anordnung des beweglichen Überbaues nicht voneinander. Während aber der Entwurf „Dannebroge" sich hoch über die Fahrbahn erhebende Bogenträger vorsieht (siehe Heft 13), um die flache Fjordlandschaft zu beleben, sind im Entwurf „Skagen" unter der Fahrbahn liegende Hauptträger gewählt worden, um das Landschaftsbild möglichst wenig zu stören (Abb. 87 u. 88). Daß beide Gesichtspunkte ihre Berechtigung haben, ist schon eingangs im Heft 13 erörtert worden. Die Lage der Hauptträger unter der Fahrbahn erforderte natürlich verhältnismäßig kleine Öffnungen, und diese wieder bedingten für einzelne Pfeiler recht tiefe Gründungen. Zu beiden Seiten der Klappbrücke liegen je 5 Öffnungen mit festen eisernen Überbauten. Die Stützweiten der durchlaufenden vollwandigen Hauptträger, deren statische Bestimmtheit durch Einschaltung von Gelenken in der ersten, dritten und fünften Öffnung jeder Seite gewahrt ist, nehmen mit der Durchfahrthöhe über dem Wasserspiegel nach dem Lande zu ab. Sie betragen 45 m, 42 m, 39 m, 36 m u. 30 m. Jeder Überbau besitzt fünf Haupt-

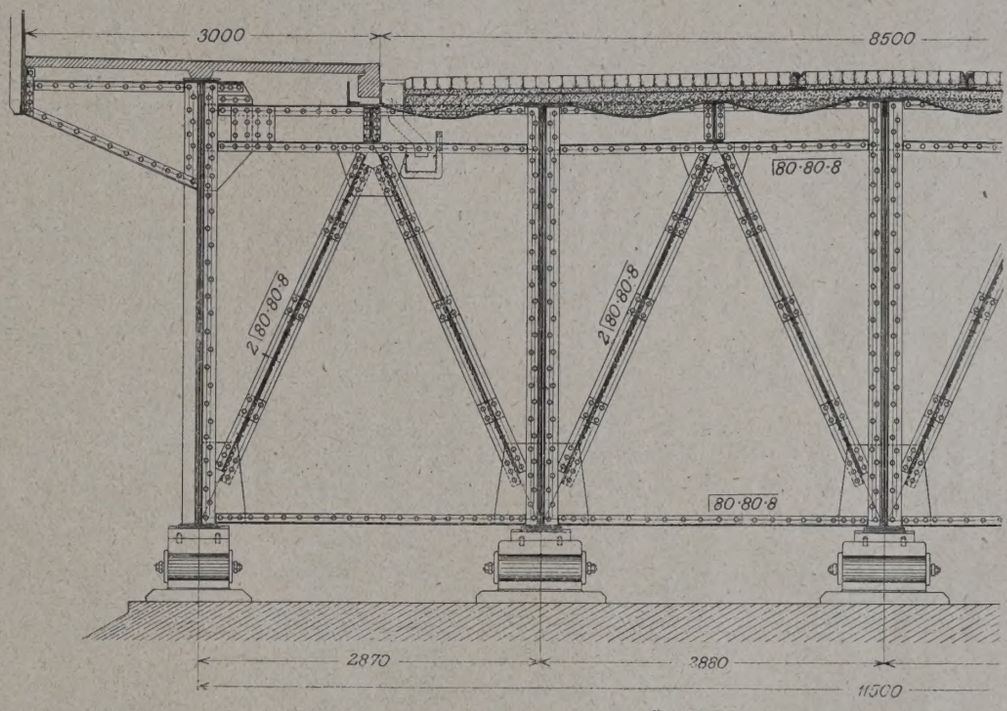


Abb. 89. Querschnitt durch einen der festen Überbauten.

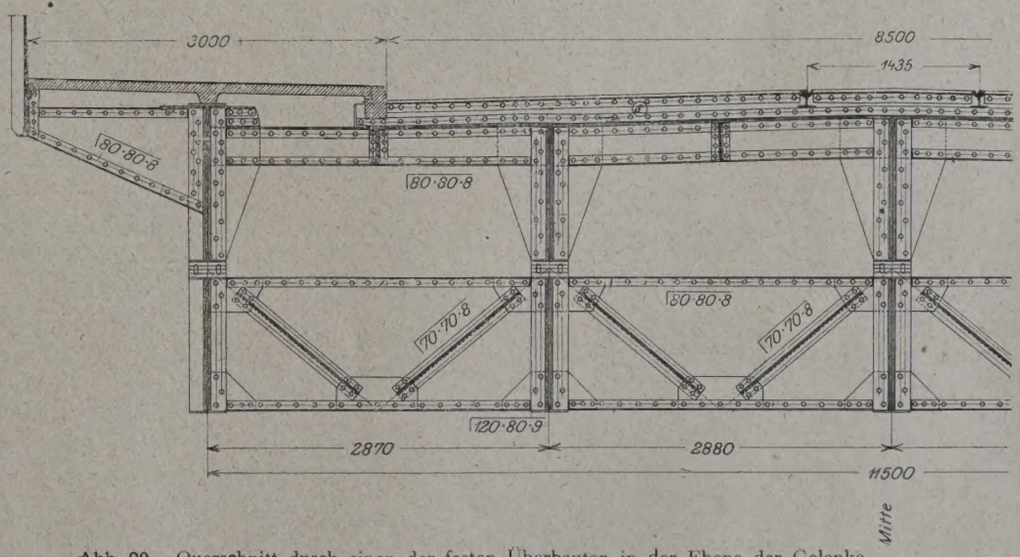


Abb. 90. Querschnitt durch einen der festen Überbauten in der Ebene der Gelenke.

träger; die äußersten liegen unter den Gehwegen, die drei mittleren unter der Fahrbahn (Abb. 89). Aus dieser Abbildung ist auch die Anordnung der Fahrbahn, des Fahrbahnträgergerippes und des Querverbandes zu ersehen. Die Abb. 90 stellt den Querschnitt durch einen der festen Überbauten in der Ebene der Gelenke dar.

Das Preisgericht befürchtet bei der Gründung einzelner

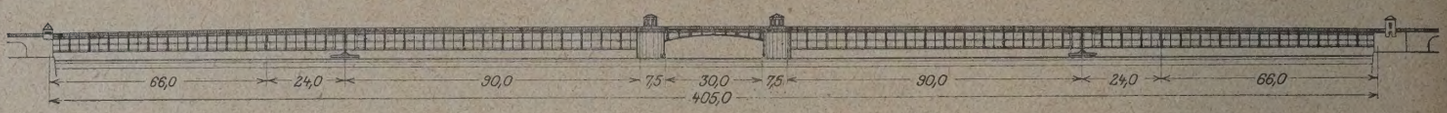


Abb. 91. Übersicht der Brücke.

Pfeiler sehr erhebliche Schwierigkeiten und bemängelt das Aussehen der Brücke wegen der schwerfälligen Wirkung der hohen Blechträger.

Die Schwierigkeiten, die fraglos bei der Gründung ein-

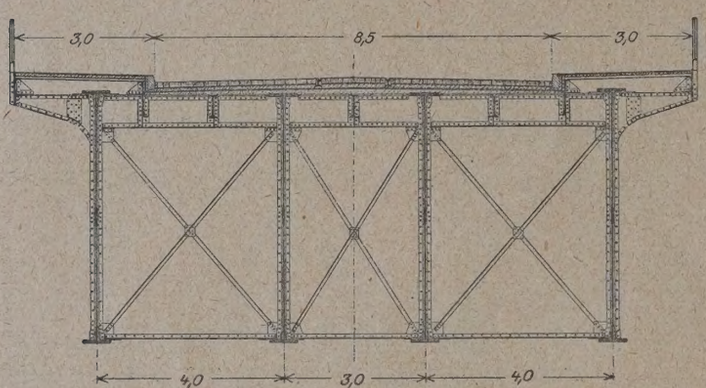


Abb. 92. Querschnitt durch einen festen Überbau.

zelner Pfeiler auftreten werden, sind bei der vorgeschlagenen Gründungsart und bei dem heutigen Stande des Druckluftverfahrens u. E. nicht als außerordentlich anzusehen. Auch das Urteil des Preisgerichts über das Aussehen der Brücke können wir nicht teilen. Das Brückenbild ist trotz der Höhe der Träger über den Pfeilern von 3,7 m recht befriedigend. Die Zunahme der Weite der Öffnungen vom Lande nach der Brückenmitte ruft eine gute Steigerung hervor. Die Fußsteigkonsole mit ihren Anschlüssen und die in ihrer Ebene liegenden kräftigen Aussteifungen beleben die Fläche des hohen, geschlossenen Trägerbandes gut; die geschwungene Linie der Untergurte ist sehr gefällig, verhindert den Eindruck der Eintönigkeit der Blechträger und betont die Stützpunkte gut. Wir bedauern, daß der Entwurf „Skagen" vom Preisgericht nicht höher bewertet ist.

20. „Schlicht und Recht". 21. „Ohne Anker".

Verfasser Gesellschaft Harkort, Duisburg, Tiefbauunternehmung Heinrich Butzer, Dortmund, Architekten Professor W. Kreis u. C. A. Jüngst, Düsseldorf und als Berater: Prof. Möller, Braunschweig.

Diese beiden Entwürfe stammen von den Verfassern des angekauften Entwurfes „Nec temere, nec timide". Alle drei Entwürfe zeigen dieselbe Lage der Verbindung, dieselbe Anordnung des beweglichen Überbaues und der ihn begrenzenden Pfeiler, die gleichen Landanschlüsse, die gleiche Art der Gründung und das gleiche Schwimmdock als Hilfsmittel zum Absenken der Pfeiler und zum Einbau der eisernen Überbauten. In allen diesen Einzelheiten kann auf die Beschreibung des Entwurfes: „Nec temere, nec timide" in Heft 15 u. 16 verwiesen werden. Die eisernen Überbauten der beiden Entwürfe „Schlicht und Recht" und „Ohne Anker" sind aber zum Unterschied von denen des Entwurfes „Nec temere, nec timide" ganz unter der Fahrbahn angeordnet worden.

Der Entwurf: „Schlicht und recht" (Abb. 91 u. 93) weist zwischen den Klappbrückenpfeilern und dem Land nur noch einen festen Pfeiler auf. Der Hauptvorschlag dieses Entwurfes sieht vollwandige Hauptträger (Abb. 91), der Nebenvorschlag Rahmenträger (Abb. 93) vor. In beiden Fällen sind die Hauptträger in Gerberform ausgebildet. Die 90 m weit gestützten, sich an den beweglichen Überbau anschließenden Haupttäger kragen 24 m weit in die dem Lande benachbarte Öffnung vor und stützen hier mit einem festen Linienkipplager die 66 m weit gestützten Schwebeträger. Die vollwandigen Hauptträger sind einwandig, die Rahmenträger doppelwandig. Die Höhe der Hauptträger beträgt ungefähr 5 m, die Durchfahrthöhe unter ihnen 2,5 m. Die Fahrbahn und die Gehwege werden von vier

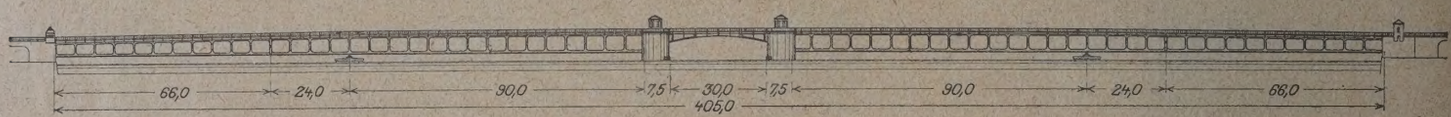


Abb. 93. Übersicht der Brücke.

Hauptträgern gestützt (Abb. 92). Der Abstand der beiden mittleren Hauptträger mißt 3 m, der Abstand der äußeren von diesen 4 m. Die Ausbildung der Fahrbahn, des Fahrbahnträgergerippes und des Querverbandes ist aus der Abb. 92

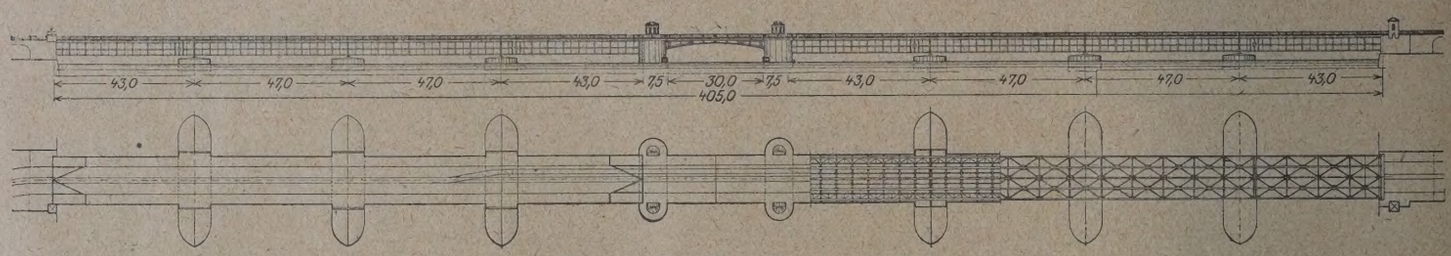


Abb. 94. Ansicht und Grundriß der Brücke.

klar zu ersehen. Der Abstand der Querträger beträgt 6 m. Der Windverband wird von der aus Tonnenblechen bestehenden Fahrbahntafel gebildet, die Untergurte der Hauptträger sind durch Dreieckversteifungen in den Ebenen der Querträger an diesen Verband angeschlossen.

Das Preisgericht tadelt die geringe, den freien Verkehr auch kleinerer Schiffe behindernde Durchfahrthöhe unter

den festen Überbauten und das wenig befriedigende Aussehen der Brücke. Auch vom ästhetischen Standpunkte aus ist die Durchfahrthöhe im Verhältnis zur Trägerhöhe zu gering. Die Brücke lastet gewissermaßen auf dem Wasser. Man gewinnt nicht den Eindruck eines kühnen Bauwerkes. Die massige Wirkung der vollwandigen Träger ist zwar bei den Rahmenträgern nicht vorhanden, aber auch bei ihnen vermögen die großen Rahmenöffnungen das plumpe Aussehen nicht ganz zu beseitigen. Im übrigen sind die Einzelheiten der Entwürfe vorzüglich durchgearbeitet. Namentlich die Durchbildung der Rahmenträger verdient besonders lobende Erwähnung.

Der Entwurf „Ohne Anker" sieht als Unterstützung der eisernen Überbauten zwischen den festen Pfeilern der Klappbrücke und den Landwiderlagern je drei eiserne Pontons vor (Abbild. 94). Diese Art der Unterstützung wurde gewählt, um die hohen Kosten für die Pfeilergründung zu sparen. Sämtliche Durchfahrtöffnungen sind einander gleich. Die Stützweiten der Überbauten betragen 43, 47, 47 u. 43 m (s. Abb. 94). Jeder Überbau besitzt 5 Hauptträger (Abb. 95) welche vollwandig, parallelgurtig und 4 m hoch sind. Sie laufen ohne Unterbrechung über die 3 Pontons fort, kragen in die äußersten Öffnungen vor und stützen hier mit Bolzengelenken die seitlichen Schleppträger (Abb. 97). Der gelenkige Zusammenschluß ermöglicht es den Schleppträgern, den durch Wasserstandschwankungen oder durch die Verkehrslast hervorgerufenen senkrechten Bewegungen der Pontons ohne Zwängungsspannungen zu folgen. Die Länge der Schleppträger ist so bemessen, daß auch bei den ungünstigsten Höhenlagen der Pontons die Steigung der Fahrbahn niemals das Maß von 1:30 überschreitet. Eine besondere Eigentümlichkeit, die dem Entwurf auch den Namen gegeben hat, besteht darin, daß die Pontons nicht verankert sind, sondern durch einen vom Klappbrückenpfeiler bis zum Landwiderlager auf 180 m Länge durchlaufenden, in halber Höhe der Hauptträger angeordneten wagerechten Verband in ihrer Lage gehalten werden (Abb. 94, Grundriß rechts und Abb. 95, normaler Brückenquerschnitt). Die Gurtungen dieses wagerechten Trägers bilden die äußersten der 5 Hauptträger, deren mittlere, in der Nähe der Nullinie liegende Querschnittsteile durch die lotrechten Lasten nur gering beansprucht sind und so durch die wagerechten Kräfte gut ausgenutzt werden. Die Füllungsglieder dieses Verbandes werden von einem vierfachen Strebenzuge gebildet (Abb. 94 Grundriß). Die Gurtkräfte des wagerechten Trägers werden an den Gelenkstellen ohne weiteres übertragen; denn, wie aus den Abb. 97 u. 98 zu ersehen ist, werden übereinanderfassende Beilagen der Stegbleche durch einen Bolzen zusammengeschlossen. Die Querkräfte des wagerechten Trägers werden an den Gelenkstellen durch besondere Lageranordnungen übertragen, welche in dem Raum zwischen den äußersten Hauptträgern an wagerechten Blechen an den Enden der aneinander stoßenden Überbauten eingebaut sind und die Gelenkwirkung in der senkrechten Ebene nicht beeinträchtigen (Abb. 98). Durch die wagerechten Träger werden die Verankerungen vermieden, die trotz aller Vorsicht stets Unsicherheiten in sich bergen und namentlich bei einer Strömung, die von beiden Seiten kommen kann, bei wechselnden Wasserständen Arbeiten zum Nachstellen erfordern.

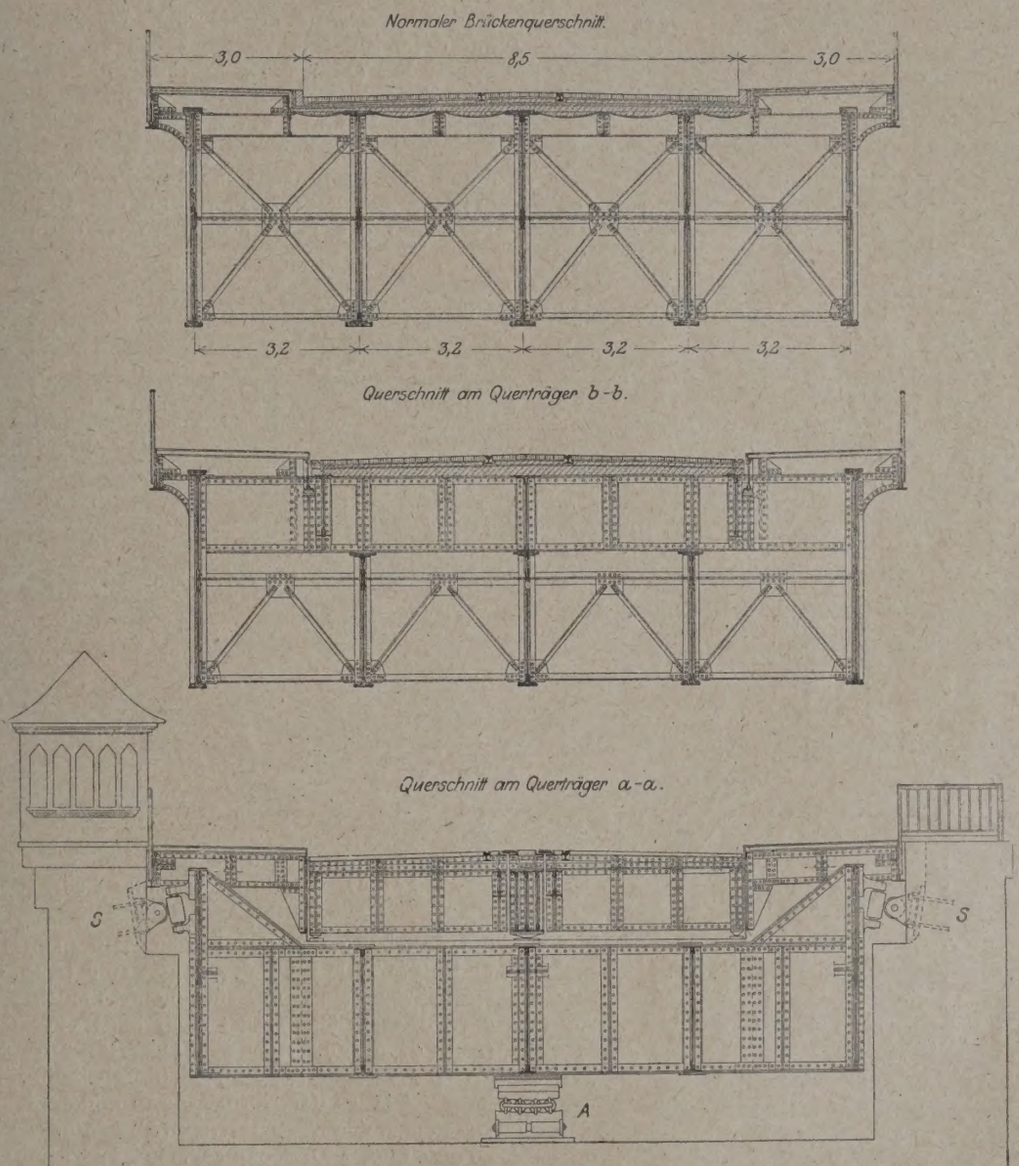


Abb. 95. Querschnitte.

Der mittlere Teil jeder der beiden Pontonbrücken ist ein in der Längsrichtung auf 3 elastischen Stützen gelagertes und in der Querrichtung durch die Querverbände (Abb. 95, normaler Querschnitt) verstrebtes, in sich steifes Gebilde; an dieses schließen die Schleppträger fest, aber in senkrechter Ebene drehbar an. Auf dem Klappbrückenpfeiler sind die Schleppträger fest, auf dem Landwiderlager dagegen längsbeweglich gestützt; hier müssen also alle Längsbewegungen ausgeglichen werden. Wird der Mittelteil einseitig belastet, so wird er sich querverdrehen. An dieser Bewegung nehmen die Gelenkanschlüsse der Schleppbrücke teil. Würde man alle fünf Hauptträger der Schleppbrücke auf dem Widerlager abstützen, so würde sich die Schleppbrücke verwinden und es könnten Risse in der Fahrbahntafel entstehen. Um dies zu verhindern, werden die 5 Hauptträger der Schleppbrücke

am Ende an einem kräftigen Querträger a—a angeschlossen (Abb. 95 u. 96) und der letztere in der Brückenachse auf einem Lager A gelagert. Würde man den Drehpunkt für eine Querdrehung der Schleppbrücke in den Punkt A legen und die

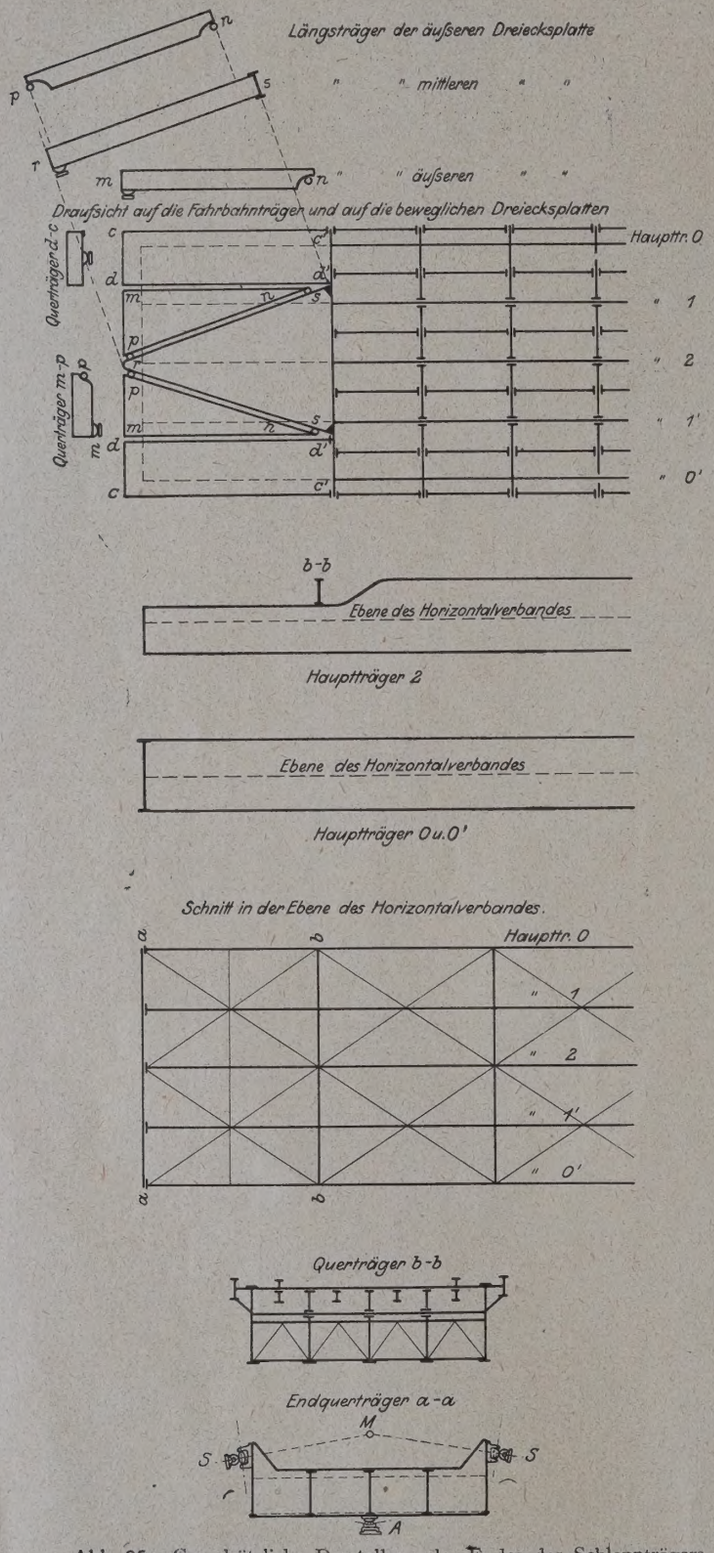


Abb. 96. Grundsätzliche Darstellung des Endes des Schleppträgers am Landwiderlager.

Fahrbahn nicht mit weiteren Verkehrungen ausstatten, so würde bei einer solchen Anordnung die Fahrbahn am Brückenende sich gegen die Fahrbahn der Landanschlüsse in der Querrichtung wagerecht verschieben und um einen gewissen Winkel verdrehen. Um das erstere zu verhindern, wird der Drehpunkt M (Abb. 96) in die Fahrbahnebene verlegt. Zu dem Zwecke erhält das längsbewegliche Lager A eine Querbeweglichkeit in einer Kreiszylinderfläche mit dem Halbmesser MA (Abb. 95 u. 96). Der auf den unteren, längsbeweglichen Rollen (Abb. 95) liegende Lagerkörper ist in seiner Oberfläche nach diesem Kreiszylinder gekrümmt. In dieser Fläche bewegen sich die oberen, querbeweglichen Rollen. Zur Aufnahme der quer zur Brückenachse gerichteten, wagerechten Kräfte werden seitlich zwei Lager S angeordnet (Abb. 95), welche längsbeweglich sind und eine Drehung des Brückenendes um den Punkt M gestatten. Die Längsbeweglichkeit wird durch Rollen hergestellt, die mit dem Überbauende verbunden sind und deren Mantel im Schnitt nach einem Kreise mit dem Halbmesser MS (Abb. 96) gekrümmt ist. Die Achse dieser Rollen tangiert den Kreis mit dem Halbmesser MS. Die Möglichkeit einer Drehung um den Punkt M ist dadurch erzielt, daß sich die eben genannten Rollen gegen weitere Rollen stützen, deren Achse senkrecht zur Achse der ersteren steht. Die Verdrehung der ganzen Fahrbahn des Brückenendes gegen die Fahrbahn des Landanschlusses ist dadurch verhindert, daß

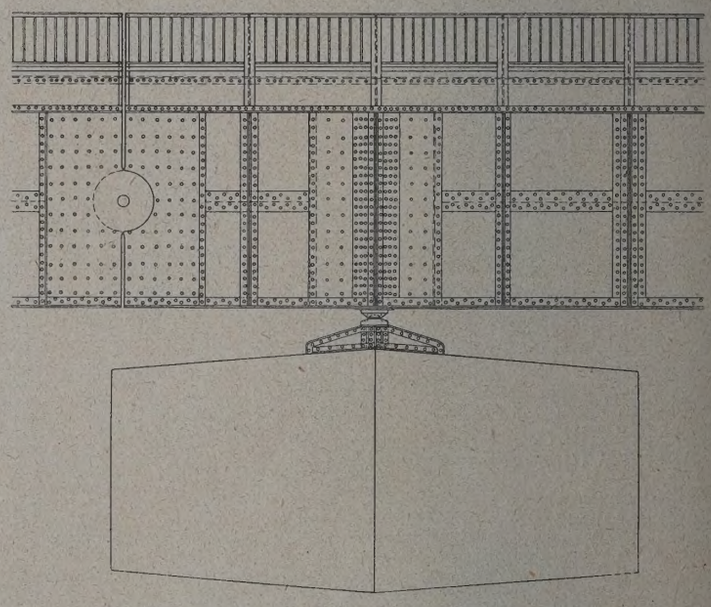


Abb. 97. Ansicht der Hauptträger über einem Ponton.

die Fahrbahn des Brückenendes in mehrere Teile geteilt ist und diese Teile für sich gelagert sind (Abb. 96). Die mittleren Hauptträger sind am Brückenende niedriger als sonst gehalten, der vorletzte Querträger b—b liegt auf diesen Hauptträgern. (Abb. 95 u. 96). An diesen Querträger b—b schließen die Begrenzungsträger der einzelnen Fahrbahnteile an. Die Fahrbahn ist längs der Bordsteine in den Linien dd' und in einem Dreieck rss' aufgeschnitten (Abb. 96), so daß 2 Rechtecke cc'dd' und 3 Dreiecke rss', mnp und mnp entstehen. Jedes Rechteck cc'dd' ist ein in sich steifes Gebilde, das in c' und d' gelenkig am Querträger b—b anschließt und unter dem kleinen Querträger c—d in der Mitte eine längsbewegliche Punktlagerung erhält. Die Rechtecke cc'dd' machen daher für sich die Querdrehungen der Brücke mit; wegen der geringen Breite der Rechtecke tritt aber die Verdrehung des Brückenendes gegen den Landanschluß in der Fuge c—d nur verschwindend wenig in die Erscheinung. Das Dreieck rss' ist in den Punkten s u. s' fest mit dem Querträger b—b verbunden und erhält in r eine nach allen Richtungen bewegliche Punktlagerung auf dem Widerlager (Abb. 95 u. 96). Dieser Teil kann also alle Bewegungen der Brücke ungehindert mitmachen. Die Dreiecke mnp sind in p und n scharnierartig mit dem Dreieckteil rss' verbunden und in m punktartig und verschieblich gelagert (Abb. 95 u. 96) und können infolgedessen den Bewegungen der Brücke ohne Zwängungen folgen.

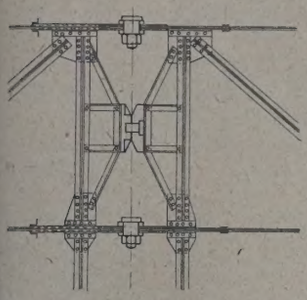


Abb. 98.
Wagerechter Schnitt durch den Überbau an den Gelenken.

Die Ausbildung des normalen Querschnittes ist aus der Abb. 95 zu ersehen.

Die Pontons sind 44,8 m lang, 10 m breit, an den Seiten 3,8 m und in der Mitte 4,6 m hoch und besitzen in Bug und Heck einen scharf zugehenden Schnabel.

Die Aufstellung der Brücke ist die denkbar einfachste. Auf einem festen, in der Nähe des Ufers und gleichlaufend mit diesem liegenden Gerüst werden der Mittelteil und die beiden Schleppträger jeder Brückenhälfte gleichzeitig zusammengebaut. Nach Vollendung des Zusammenbaues unterfahren die zugehörigen 3 Pontons den Mittelteil und schaffen ihn an Ort und Stelle, während die beiden Schleppbrücken von den beiden umgebauten Hälften des Schwimmdocks unterfahren, vom Gerüst gehoben und zur Baustelle befördert werden. Hier werden sie auf die Widerlager und die Kragarme des Mittelteiles abgesetzt. In gleicher Weise vollzieht sich der Einbau der zweiten Brückenhälfte.

Die beiden für die Aufstellung der Brücke benutzten Hälften des Schwimmdocks werden schließlich zu einem Ponton umgebaut, das im Falle der Beschädigung eines der Brückenpontons als Reserve dient.

Das Preisgericht hält den wagerechten Träger nicht für stark genug, um dem Eisdruck standzuhalten. Wenn der Träger in den geplanten Abmessungen nicht genügt, könnte er u. E. bei 12,8 m Höhe und 180 m Stützweite ohne Schwierigkeiten so stark ausgebildet werden, daß er dem Eisdruck gewachsen ist. Hinsichtlich des Aussehens der Brücke gilt das beim Entwurf „Schlicht und Recht" gesagte. Die Grundgedanken des Entwurfes „Ohne Anker" sind sehr beachtenswert. Die Einzelheiten sind außerordentlich gut durchdacht und durchgebildet. Die Arbeit, welche die Verfasser mit ihren drei Entwürfen geleistet haben, verdient vollste Anerkennung. (Fortsetzung folgt.)

ERMITTLUNG VON HÖHE UND EISENEINLAGEN BEI EXZENTRISCH BEANSPRUCHTEN EISENBETON-QUERSCHNITTEN (ZUG AUFTRETEND).

Von Dipl.-Ing. W. A. Stark, Oberingenieur von Dyckerhoff u. Widmann A. G., Niederlassung Karlsruhe.

I. Eisenbetonquerschnitte mit Druckangriff außerhalb des Kerns (Zug auftretend).

In dem Aufsatz von Stark und Dankelmann „Ermittelung der Abmessungen einfach und doppelt bewehrter Eisenbetonquerschnitte" (Dtsche. Bauzeitung, Mitt. 1914, Heft 22—24) ist gezeigt worden, wie sich die Dimensionierungsformeln $(h-a) = r\sqrt{M:b}$ und $f_{e_m} = t\sqrt{M\,b}$ zur indirekten Ermittlung der Trägerhöhe und Eiseneinlagen bei exzentrischem Druck verwenden lassen, wenn für M das Moment M_z der äußeren Kräfte um den Schwerpunkt der Zugeisen gesetzt wird, wobei die Zugeisen sich zu $f_e = f_m - N:\sigma_e$ ergeben. Es ist hierbei allerdings die nutzbare Trägerhöhe $h-a$ zunächst auf Grund vorläufiger Schätzung in die Gleichung $M_z = M + N(\frac{1}{2}h-a)$ einzusetzen, da sich die genaue Höhe erst durch Versuchsrechnungen ergibt, die aber schnell zum Ziele führen.

Zur direkten Höhenermittlung hat Stock (Arm. Bet. 1911) für einfache Bewehrung und Spangenberg (Festschrift für Mohr 1916) für doppelte Bewehrung Formeln aufgestellt, die mit den später definierten Bezeichnungen lauten:

Stock: $$h-a = \alpha\frac{N}{b} + \sqrt{\left(\alpha\frac{N}{b}\right)^2 + 4\cdot\frac{\alpha N}{b}\left(e-\frac{a}{2}\right)};$$

Spangenberg: $$h-a = \alpha\frac{N}{b}\left[1+\sqrt{1+\frac{b}{\beta N}\left(e-\frac{a}{2}\right)}\right].$$

Die Beiwerte α und β sind hierbei andere wie diejenigen bei reiner Biegung, der Übergang zu den Formeln für die letztere ist nicht ohne weiteres ersichtlich. Es soll im folgenden gezeigt werden, daß die Formel zur unmittelbaren Höhenermittlung bei exzentrischem Druck so aufgebaut werden kann, daß der bekannte Beiwert r mit benutzt wird und daß sich dieser Übergang leicht zeigen läßt. Hierbei ist als Fugenachse weder wie bisher üblich die Mitte der gesamten Trägerhöhe h noch die Schwerachse des ideellen Eisenbetonquerschnitts (ohne Betonzugzone), sondern die Mitte der nutzbaren Fugenhöhe $(h-a)$ angenommen worden.

Es bedeuten bei Balken rechteckigen Querschnittes:

M das äußere Biegungsmoment,

N die in ideeller Fugenmitte angreifende Normalkraft,

p das Verhältnis von a′ zu $(h-a)$, im allgemeinen ist $p = 0{,}06$ zu nehmen,

x den Abstand der Nullinie vom Druckrand,

h_e den Abstand von Druck- und Zugmittelpunkt,

μ das Verhältnis von f_e' zu f_e,

D die Summe der inneren Druckkräfte.

Nach dem Diagramm in Abb. 1 wird:

$$x = \frac{n\sigma_b}{n\sigma_b+\sigma_e}(h-a) = s(h-a) \quad \ldots\ldots \quad (1$$

$$D_b = \frac{1}{2}s\,b\,(h-a)\,\sigma_b \quad \ldots\ldots\ldots \quad (2$$

$$Z = f_e\sigma_e = f_e\,n\frac{1-s}{s}\sigma_b = f_e\zeta\sigma_b \quad \ldots\ldots \quad (3$$

$$D_e = f_e'\sigma_e = \mu f_e\,n\frac{s-p}{s}\sigma_b = \mu f_e\xi\sigma_b \quad \ldots\ldots \quad (4$$

Hierin ist gesetzt:

$$s = \frac{n\sigma_b}{n\sigma_b+\sigma_e}; \qquad \zeta = n\frac{1-s}{s}; \qquad \xi = n\frac{s-p}{s}.$$

$$\left.\begin{aligned} N = D_b + D_e - Z &= \frac{1}{2}s\,b\,(h-a)\,\sigma_b + f_e(\mu\xi-\zeta)\sigma_b \\ &= \frac{1}{2}s\,b\,(h-a)\,\sigma_b + f_e\varepsilon\sigma_b \end{aligned}\right\} \quad \ldots\ldots \quad (5$$

worin $\varepsilon = \mu\xi - \zeta$.

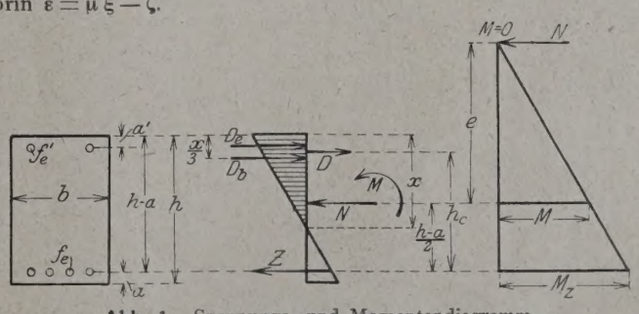


Abb. 1. Spannungs- und Momentendiagramm.

$$\left.\begin{aligned} M &= D_b\left(\frac{I}{2}-\frac{s}{3}\right)(h-a)+D_e\left(\frac{I}{2}-p\right)-(h-a)-Z\,\frac{I}{2}\,(h-a)\\ &= \sigma_b\,\frac{I}{2}\,s\left(\frac{I}{2}-\frac{s}{3}\right)b\,(h-a)^2+\mu\,f_e\,\xi\,\frac{I-2p}{2}\,(h-a)\,\sigma_b\\ &\qquad +f_e\,\zeta\,\frac{I}{2}\,(h-a)\,\sigma_b\\ &= \frac{I}{2}\,\varkappa\,b\,(h-a)^2\,\sigma_b+\frac{I}{2}\,f_e\,(h-a)\,[\mu\,\xi\,(I-2p)+\zeta]\,\sigma_b\\ &= \frac{I}{2}\,\varkappa\,\sigma_b\,b\,(h-a)^2+\frac{I}{2}\,f_e\,\eta\,\sigma_b\,(h-a) \end{aligned}\right\} \quad (6$$

worin $\varkappa=\frac{I}{2}\,s-\frac{I}{3}\,s^2$ und $\eta=\mu\,\xi\,(I-2p)+\zeta$.

Aus Gleichung (5) folgt:

$$f_e=-\frac{I}{2}\cdot\frac{s\,b\,(h-a)}{\varepsilon}+\frac{N}{\varepsilon\,\sigma_b}=+\lambda_m\,b\,(h-a)-\frac{N}{-\varepsilon\,\sigma_b}, \quad (7$$

mit $$\lambda=-\frac{I}{2}\cdot\frac{s}{\varepsilon\,\sigma_b}.$$

(7) in (6) gibt:

$$M=\frac{I}{2}\,\varkappa\,\sigma_b\,b\,(h-a)^2+\frac{I}{2}\cdot\frac{N\,\eta}{\varepsilon}\,(h-a)-\frac{I}{4}\cdot\frac{s\,b\,\eta\,(h-a)^2}{\varepsilon}\,\sigma_b$$

$$=\sigma_b\,b\,(h-a)^2\left(\frac{I}{2}\,\varkappa-\frac{I}{4}\cdot\frac{\eta}{\varepsilon}\right)+\frac{\eta}{2\,\varepsilon}\,N\,(h-a)$$

$$=\sigma_b\,E\,b\,(h-a)^2+\frac{\eta}{2\,\varepsilon}\,N\,(h-a),$$

worin zur Abkürzung: $E=\frac{I}{2}\,\varkappa-\frac{s}{4}\cdot\frac{\eta}{\varepsilon}$.

$$(h-a)^2-\frac{\eta}{2\,\varepsilon\,E\,\sigma_b}\cdot\frac{N\,(h-a)}{b}=\frac{M}{b}\cdot\frac{I}{E\,\sigma_b} \quad (8$$

mit der Abkürzung: $r^2=\frac{I}{\sigma_b\,E}$ und $m=\frac{-\eta}{4\,\varepsilon\,E\,\sigma_b}$

wird:

$$h-a=\sqrt{r^2\,\frac{M}{b}+\left(m\,\frac{N}{b}\right)^2}+m\,\frac{N}{b} \quad (9$$

Der Zugeisenquerschnitt kann auch aus Gleichung (6) bestimmt werden zu

$$f_e=\frac{M}{\frac{I}{2}\,\eta\,\sigma_b\,(h-a)}-\frac{\varkappa}{\eta}\,b\,(h-a). \quad (10$$

Die Beiwerte $\varepsilon\,\sigma_b$, λ_m, r^2, m, $\frac{I}{2}\,\eta\,\sigma_b$ und $\frac{\varkappa}{\eta}$ zu den obigen Formeln (7), (9) und (10) sind für die gebräuchlichen Randspannungen σ_b und σ_e sowie für verschiedene Bewehrungsverhältnisse μ = 0,0, 0,25, 0,50, 0,75 u. 1,00 in der Tabelle A zusammengestellt. Sie sind für die Maßgrößen kg (nicht t) und cm (bzw. m) berechnet worden. Für die Anwendung wählt man je nach der verfügbaren größeren oder beschränkteren Konstruktionshöhe für die zulässigen (bei den Zugeisen für hohen Normaldruck ev. geringeren als die zulässigen) Randspannungen ein Bewehrungsverhältnis μ und bestimmt zunächst nach Formel (9) die Trägerhöhe, sodann nach (7) oder (10) die Zugeisen und zuletzt die Druckeisen nach der Formel:

$$f_e'=\mu\,f_e \quad (11$$

Für reine Biegung (ohne Normaldruck) erhält man aus Gleichung (9) zur Ermittlung der Trägerhöhe die bekannte[1]) Formel:

$$h-a=r\sqrt{M:b} \quad (12$$

Desgl. zur Ermittlung der Zugeisen aus (7):

$$f_e=\lambda_m\,b\,(h-a) \quad (13$$

(12) in (13) eingesetzt gibt:

$$f_e=\lambda_m\,b\,r\sqrt{M:b}=\lambda_m\,r\sqrt{M\,b}=t\sqrt{M\,b} \quad (14$$

mit $$t=\lambda_m\,r.$$

Eine dritte Formel zur Bestimmung der Zugeisen erhält man durch Multiplikation der Gleichungen (13) und (14):

$$(h-a)\,f_e=r\,t\,M;$$

$$f_e=\frac{M}{\frac{I}{r\,t}\,(h-a)}=\frac{M}{u\,(h-a)} \quad (15$$

mit $$u=\frac{I}{r\,t}.$$

Allgemein muß sein:

$$f_e=\frac{M}{h_c\,\sigma_e},$$

demnach: $$h_c\,\sigma_e=u\,(h-a).$$

Der Abstand von Zug- und Druckmittelpunkt, d. h. von Z und D wird also:

$$h_c=\frac{u\,(h-a)}{\sigma_e}=q\,(h-a) \quad (16$$

mit $$q=u:\sigma_e.$$

Diese Abhängigkeit der 3 Dimensionierungsformeln für f_e voneinander ist in dem Aufsatze des Verfassers „Ermittelung der Abmessungen einfach und doppelt bewehrter Eisenbetonquerschnitte" in der Dtsch. Bauztg. Mitt. 1915, Heft 5, bereits gezeigt worden.

Der Beiwert q in Gleichung (16) ist nahezu konstant, da h_c sich nur innerhalb geringer Grenzen ändert. Bei einfacher Bewehrung und bei σ_b = 40 kg/qcm ist z. B.

für σ_e = 1000 kg/qcm: $h_c=\left(I-\frac{s}{3}\right)(h-a)=\frac{7}{8}\,(h-a)$

mit $s=3/8$;

für σ_e = 1200 kg/qcm: $h_c=\frac{8}{9}\,(h-a)$

mit $s=1/3$.

Bei Querschnitten, bei welchen für die Ausführung das berechnete $(h-a)$ aufgerundet wird, bei welchen also das zulässige σ_b nicht ausgenutzt wird, ist h_c also etwas größer und der Eisenquerschnitt der Zugzone ermittelt sich demnach mit geringem Sicherheitsüberschuß aus der dann näherungsweise gültigen Formel:

$$f_e=\frac{M}{q\,(h-a)\,\sigma_e} \quad (15a$$

mit $q=7/8$ oder $8/9$ usf.

Die Beiwerte r, t und u zu den Formeln (12), (14), (15) und (16) sind ebenfalls in der Tabelle A zusammengestellt (für wechselnde σ_b, σ_e u. μ).

Wie schon von Stock im Arm. Bet. 1911 ausgeführt worden ist, wird das für exzentrischen Druck ermittelte $(h-a)$ im allgemeinen nicht beibehalten, sondern aus praktischen Gründen auf- oder abgerundet. Zur Vermeidung der umständlichen Interpolation der Beiwerte kann man an Stelle der hierfür nicht mehr genau genug gültigen Formeln (7) und (10) zur Bestimmung der Eiseneinlagen unter Einführung der auf- oder abgerundeten Querschnittshöhe das Moment:

$$M_z=M+N\,\frac{h-a}{2}=N\left(e+\frac{h-a}{2}\right) \quad (17$$

mit der Exzentrizität $$e=\frac{M}{N},$$

um die Zugeisen feststellen und dann die Eiseneinlagen für den gegebenen Betonquerschnitt nach den bekannten Formeln für den Fall reiner Biegung und doppelter Bewehrung unter Einfügung eines Zusatzgliedes für die Normalkraft bestimmen. Diese Gleichungen lauten ohne das letztere in einfacher Form:

$$f_{e_m}=\frac{M}{g\,(h-a)}+v\,b\,(h-a) \quad (18$$

[1]) Erstmals aufgestellt von Elwitz, Bet. u. Eisen 1905, Heft 1/2.

$$f_e' = \frac{M}{k(h-a)} - w\,b\,(h-a).\ ^{2}) \quad \ldots\ldots (19$$

Hierin bedeuten:

$$g = (1-p)\,\sigma_e,$$

$$k = \frac{s-p}{s}(1-p)\,n\,\sigma_b,$$

$$v = \frac{\frac{1}{2}\sigma_b\, s\left(\frac{s}{3}-p\right)}{(1-p)\,\sigma_e},$$

$$w = \frac{\frac{1}{2}s\left(1-\frac{s}{3}\right)}{n\,\frac{s-p}{s}(1-p)}.$$

Es wird nun für M der Wert M_z, welcher auch nach dem früheren Gebrauche aus der Näherungsgleichung:

$$M_z = M + N\left(\frac{1}{2}h - a\right) = N\left(e + \frac{1}{2}h - a\right) \quad \ldots\ldots (20$$

ermittelt werden kann, in die Gleichungen (18) und (19) eingesetzt. Da die Normalkraft in die Zugeisenachse versetzt ist, ermitteln sich die Zugeisen zu

$$f_e = f_{e_m} - N : \sigma_e.\ ^{3}) \quad \ldots\ldots\ldots (21$$

worin σ_e die gewählte Zugeisenspannung bedeutet. f_e' ist ohne Zusatzglied direkt aus Gleichung (19) bestimmbar, da die in die Zugeisenachse versetzte Normalkraft keinen Einfluß mehr auf die Druckzone ausübt, dieselbe vielmehr nur noch unter der Einwirkung des Momentes M_z steht. Die Beiwerte g, k, v und w sind für wechselnde Werte σ_b, σ_e und μ in Tabelle B zusammengestellt.

Für nicht abgeänderte Höhen (h—a), welche direkt nach Gleichung (9) oder indirekt nach der Formel[4]):

$$h - a = r\sqrt{M_z : b} \quad \ldots\ldots\ldots (22$$

Tabelle A: Höhe und Eiseneinlagen für Normalkraftangriff außerhalb des Kerns (p = 0,06).

μ oder μ_m	σ_e	σ_b	s	r	t	λ_m %	u	r^2	m	$-\sigma_b\,\varepsilon$	$\frac{1}{2}\sigma_b\,\eta$	$\varkappa/\eta$ %
	750	30	0,375	0,450	0,00338	0,750	656	0,2033	0,0508	750	375	0,562
	900	35	0,368	0,420	0,00301	0,717	788	0,1770	0,0443	900	450	0,541
		35	0,344	0,432	0,00262	0,602	885	0,1874	0,0468	1000	500	0,464
	1000	40	0,375	0,390	0,00292	0,750	875	0,1524	0,0380	1000	500	0,562
0,000		50	0,428	0,330	0,00354	1,072	855	0,1090	0,0272	1000	500	0,765
		40	0,333	0,411	0,00228	0,555	1067	0,1687	0,0422	1200	600	0,432
	1200	45	0,360	0,374	0,00253	0,675	1055	0,1402	0,0351	1200	600	0,512
		50	0,384	0,345	0,00276	0,800	1048	0,1192	0,0298	1200	600	0,595
		60	0,428	0,302	0,00324	1,072	1026	0,0908	0,0226	1200	600	0,765
	750	30	0,375	0,421	0,00361	0,858	656	0,1777	0,0555	606	409	0,515
	900	35	0,368	0,392	0,00321	0,818	793	0,1540	0,0485	789	498	0,489
		35	0,344	0,407	0,00275	0,675	893	0,1660	0,0510	892	549	0,423
	1000	40	0,375	0,365	0,00313	0,858	875	0,1340	0,0417	875	545	0,515
0,250		50	0,428	0,300	0,00384	1,280	868	0,0900	0,0306	840	571	0,670
		40	0,333	0,388	0,00242	0,620	1075	0,1500	0,0457	1077	654	0,396
	1200	45	0,360	0,350	0,00268	0,765	1065	0,1228	0,0384	1058	662	0,465
		50	0,384	0,322	0,00296	0,921	1045	0,1039	0,0327	1032	657	0,545
		60	0,428	0,274	0,00351	1,280	1041	0,0750	0,0255	1007	686	0,670
	750	30	0,375	0,386	0,00387	1,001	670	0,1495	0,0609	561	458	0,460
	900	35	0,368	0,362	0,00344	0,949	808	0,1315	0,0528	581	547	0,445
		35	0,344	0,381	0,00293	0,768	900	0,1450	0,0550	785	596	0,389
	1000	40	0,375	0,334	0,00335	1,001	890	0,1120	0,0457	748	611	0,460
0,500		50	0,428	0,266	0,00420	1,582	885	0,0714	0,0338	677	643	0,595
		40	0,333	0,364	0,00254	0,699	1079	0,1327	0,0488	955	708	0,366
	1200	45	0,360	0,324	0,00286	0,880	1075	0,1059	0,0416	920	724	0,425
		50	0,384	0,293	0,00319	1,089	1070	0,086	0,0359	884	739	0,485
		60	0,428	0,244	0,00396	1,582	1065	0,0593	0,0282	814	771	0,595
	750	30	0,375	0,350	0,00423	1,207	674	0,1231	0,0658	467	485	0,422
	900	35	0,368	0,329	0,00372	1,131	816	0,1083	0,0570	570	595	0,410
		35	0,344	0,352	0,00114	0,890	904	0,1241	0,0590	677	644	0,360
	1000	40	0,375	0,304	0,00366	1,207	900	0,0923	0,0494	622	666	0,422
0,750		50	0,428	0,233	0,00482	2,073	892	0,0542	0,0370	516	713	0,537
		40	0,333	0,339	0,00272	0,803	1082	0,1150	0,0528	831	762	0,340
	1200	45	0,360	0,298	0,00310	1,040	1080	0,0889	0,0449	779	786	0,392
		50	0,384	0,264	0,00349	1,321	1079	0,0700	0,0390	777	809	0,443
		60	0,428	0,211	0,00439	2,073	1074	0,0451	0,0308	620	885	0,537
	750	30	0,375	0,311	0,00471	1,513	681	0,0971	0,0707	372	541	0,391
	900	35	0,368	0,296	0,00413	1,400	817	0,0874	0,0611	460	643	0,378
		35	0,344	0,321	0,00342	1,060	911	0,1035	0,0630	568	691	0,336
	1000	40	0,375	0,270	0,00408	1,513	909	0,0728	0,0530	496	722	0,390
1,000		50	0,428	0,191	0,00575	3,020	911	0,0364	0,0401	355	784	0,489
		40	0,333	0,308	0,00290	0,942	1092	0,0950	0,0560	708	816	0,318
	1200	45	0,360	0,268	0,00341	1,270	1087	0,0722	0,0480	638	848	0,363
		50	0,384	0,233	0,00394	1,696	1090	0,0543	0,0420	568	878	0,408
		60	0,428	0,174	0,00525	3,020	1120	0,0303	0,0334	426	912	0,489

[2]) Vgl. u. a. Elwitz, Beton u. Eisen, 1905; Haimovici, Dtsche. Bztg. 1907; Stock, Arm. Beton 1909; Löser, Engesser, Arm. Bet. 1911; Kaufmann, Bet. u. Eis. 1912, Mörsch, Eisenbetonbau 1912.

[3]) Vgl. u. a. Spangenberg und Stark, Stock, Arm. Bet. 1911; Stark u. Dankelmann, Dtsch Bztg. Mitt. 1914.

[4]) Vgl. Stark u. Dankelmann, Dtsch. Bztg. Mitt. 1914, Heft 22—24.

für ein passend gewähltes μ_m bestimmt sind, werden die Eisenquerschnitte auch ermittelbar aus den Formeln:

$$f_e = t\sqrt{M_z\, b} - \frac{N}{\sigma_e} = \frac{M_z}{u\,(h-a)} - \frac{N}{\sigma_e} = f_{e_m} - \frac{N}{\sigma_e} \quad \ldots \quad (23$$

$$f_e' = \mu_m\, f_{e_m} \quad \ldots \quad (24$$

wobei μ_m so klein aus der Tabelle zu entnehmen ist, daß $\mu = f_e' : f_e$ nicht zu groß wird, da $\mu > \mu_m$ ist (vgl. folgendes Beispiel 2).

Tabelle B: Eiseneinlagen für gegebenen Betonquerschnitt.

Betreff:			p = 0,06 für h = 45 bis 90 cm			
			für f_e		für f_e'	
σ_e	σ_b	s	g	v in %	k	w in %
700	35	0,4285	658	0,0965	425,0	1,5100
	40	0,4615	658	0,1315	490,5	1,5910
	45	0,4910	658	0,1740	557,5	1,6585
	50	0,5175	658	0,2212	623,0	1,7160
	55	0,5410	658	0,2721	690,0	1,7700
	60	0,5625	658	0,3280	756,0	1,8150
800	35	0,3965	752	0,0665	418,5	1,4380
	40	0,4285	752	0,0857	484,5	1,5170
	45	0,4575	752	0,1267	551,5	1,5800
	50	0,4840	752	0,1630	617,5	1,6420
	55	0,5075	752	0,2027	689,5	1,6960
	60	0,5295	752	0,2457	756,0	1,7430
900	35	0,3687	846	0,0480	412,6	1,3710
	40	0,4000	846	0,0693	479,0	1,4450
	45	0,4285	846	0,0925	547,0	1,4826
	50	0,4545	846	0,1230	612,5	1,5710
	55	0,4785	846	0,1550	677,8	1,6320
	60	0,5000	846	0,1890	743,5	1,6835
1000	35	0,3447	940	0,0353	407,5	1,3130
	40	0,3750	940	0,0518	474,0	1,3820
	45	0,4030	940	0,0715	540,0	1,4555
	50	0,4280	940	0,0886	606,5	1,5100
	55	0,4520	940	0,1198	672,5	1,5690
	60	0,4740	940	0,1480	738,1	1,6200
1100	35	0,3230	1034	0,0260	401,5	1,2580
	40	0,3530	1034	0,0393	468,0	1,3300
	45	0,3800	1034	0,0531	534,0	1,3980
	50	0,4060	1034	0,0741	600,0	1,4600
	55	0,4280	1034	0,0942	667,5	1,5090
	60	0,4500	1034	0,1172	732,5	1,5665
1200	35	0,3045	1128	0,0197	395,9	1,2100
	40	0,3330	1128	0,0302	462,5	1,2800
	45	0,3600	1128	0,0431	528,6	1,3530
	50	0,3850	1128	0,0598	595,0	1,4450
	55	0,4075	1128	0,0753	661,0	1,4620
	60	0,4280	1128	0,0943	728,0	1,5130

Beispiel 1. Direkte Höhenermittlung.

Gegeben: M = 700 000 kgcm; N = 10 000 kg; b = 50 cm;
σ_b = 40 kg/qcm; σ_e = 1 200 kg/qcm.

Gewählt: $\mu = f_e' : f_e = 0{,}50$.

Gesucht: h, f_e und f_e'.

Berechnung nach Tabelle A; jedoch dürfen bei der direkten Höhenermittlung exzentrisch gedrückter Querschnitte die für reine Biegung gebräuchlichen Koeffizienten t und u zur Eisenbestimmung nicht benutzt werden.

$$h - a = \sqrt{r^2 \frac{M}{b} + \left(m \frac{N}{b}\right)^2} + m \frac{N}{b}$$

$$m \frac{N}{b} = 0{,}0488 \cdot \frac{10\,000}{50} = 9{,}67$$

$$\left(m \frac{N}{b}\right)^2 = 9{,}67^2 = 93{,}19$$

$$r^2 \frac{M}{b} = \frac{0{,}1327 \cdot 700\,000}{50} = 1858{,}00$$

$$\sqrt{1951{,}19} = 44{,}15$$

$$h - a = 53{,}82 \text{ cm}; \quad h = 57{,}0 \text{ cm}$$

Berechnung der Eiseneinlagen.

entweder:

$$\lambda_m\, b\,(h-a) = +\,0{,}699\,\% \cdot 50{,}0 \cdot 53{,}82 = +\,18{,}50$$

$$-\frac{N}{-\sigma_b\, \varepsilon} = -\frac{10\,000}{955} = -\,10{,}50$$

$$f_e = 8{,}30 \text{ qcm}$$

oder:

$$\frac{M}{h-a} \cdot \frac{2}{\sigma_b\, \eta} = \frac{700\,000}{53{,}82 \cdot 708{,}2} = 18{,}35$$

$$-\frac{\varkappa}{\eta}\, b\,(h-a) = 0{,}365\,\% \cdot 50{,}0 \cdot 53{,}82 = -\,9{,}87$$

$$f_e = 8{,}48 \text{ qcm}$$

also: $f_e = \frac{8{,}30 + 8{,}45}{2} = 8{,}39$ qcm im Mittel.

$f_e' = 0{,}50\, f_e = 0{,}5 \cdot 8{,}39 = 4{,}20$ qcm.

Kontrolle nach Tabelle B.

M = 700 000 kgcm

$$+\,N \frac{h-a}{2} = 10\,000 \cdot 26{,}435 = 264\,350 \text{ „}$$

Moment um Zugeisen M_z = 964 350 kgcm

$$\frac{M_z}{h-a} = \frac{964\,350}{53{,}82} = 17\,910{,}0$$

$$b\,(h-a) = 50{,}0 \cdot 53{,}82 = 2\,690{,}0$$

$$\frac{\mathfrak{M}_z}{g\,(h-a)} = \frac{17\,910}{1\,128} = 15{,}89$$

$$v\, b\,(h-a) = 0{,}0302\,\% \cdot 2690 = 0{,}81$$

$$f_{e_m} = 16{,}70 \text{ qcm}$$

$$f_{e_n} = \frac{N}{\sigma_e} = \frac{10\,000}{1200} = 8{,}33 \text{ qcm}$$

$$f_{e_m} - f_{e_n} = f_e = 8{,}37 \text{ qcm}$$

$$\frac{M_z}{k\,(h-a)} = \frac{17\,910}{462{,}5} = 38{,}76$$

$$w\, b\,(h-a) = 1{,}28\,\% \cdot 2690 = 34{,}44$$

$$f_c' = 4{,}32 \text{ qcm}$$

Bei $\frac{N}{\sigma_e}$ ist natürlich als σ_e die Spannung einzuführen, von welcher ausgegangen ist; also hier σ_e = 1200 kg/qcm.

Beispiel 2. Indirekte Höhenermittlung.

Gegeben: M = 700 000 kgcm; N = 10 000 kg; b = 50 cm;
σ_b = 40 kg/qcm; σ_e = 1200 kg/qcm.

Gewählt: $\mu_m = f_e' : f_{e_m} = 0{,}50$.

Gesucht: h, f_e und f_e'.

Berechnung nach Tabelle A.

M = 700 000 kgcm

h − a zunächst auf 50 cm geschätzt;

dafür: $N \frac{h-a}{2} = 10000 \cdot 25 = 250\,000$ „

Moment um Zugeisen M_z = 950 000 kgcm

$$h - a = r\sqrt{\frac{M_z}{b}} = 0{,}364\sqrt{\frac{950\,000}{50}} = 50{,}2 \text{ cm}; \quad h = 54{,}00 \text{ cm}.$$

Berechnung der Biegungseisen nach den folgenden 3 Formeln:

$$f_{e_m} = t\sqrt{M_z\, b} = 0{,}00254\sqrt{950\,000 \cdot 50} = 17{,}50 \text{ qcm}$$

$$f_{e_m} = \frac{M_z}{u\,(h-a)} = \frac{950\,000}{1079 \cdot 50{,}2} = 17{,}50 \text{ „}$$

$$f_{e_m} = \lambda_m\, b\,(h-a) = 0{,}699\,\% \cdot 50{,}0 \cdot 50{,}2 = 17{,}50 \text{ „}$$

im Mittel $f_{e_m} = 17{,}50$ qcm

davon ab: $f_{e_n} = \frac{N}{\sigma_b} = \frac{10\,000}{1200} = 8{,}33$ -

$f_e = 9{,}17$ qcm.

$f_e' = 0{,}50$; $f_{e_m} = 0{,}50 \cdot 17{,}43 = 8{,}72$ qcm;

1. Kontrolle nach Tabelle B.

$M = 700\,000$ kgcm

$+\frac{\mathfrak{N}\,(h-a)}{2} = 10\,000 \cdot 25{,}1 = 251\,000$ „

Moment um Zugeisen $M_z = 951\,000$ kgcm.

$$\frac{M_z}{h-a} = \frac{951\,000}{50{,}2} = 18\,900;$$

$$b\,(h-a) = 50{,}0 \cdot 50{,}2 = 2510;$$

$$\frac{M_z}{g\,(h-a)} = \frac{18\,900}{1128} = 16{,}8$$

$v\,b\,(h-a) = 0{,}0302\,\% \cdot 2510 = 0{,}76$

$f_{e_m} = 17{,}56$ qcm

$f_{e_n} = \frac{N}{\sigma_e} = \frac{10\,000}{1200} = 8{,}33$ „

$f_{e_m} - f_{e_n} = f_e = 9{,}23$ qcm

$$\frac{M_z}{k\,(h-a)} = \frac{18\,900}{462{,}5} = 40{,}9$$

$w\,b\,(h-a) = 1{,}28\,\% \cdot 2510 = 32{,}1$

$f_e' = 8{,}8$ qcm.

2. Kontrolle nach Tabelle A.

Für $\mu = 1{,}00$, da $\mu = f_e' : f_e =$ ca. 1,00.

$$m\frac{N}{b} = \frac{0{,}0563 \cdot 10\,000}{50} = 11{,}26$$

$$\left(m\frac{N}{b}\right)^2 = 11{,}26^2 = 123{,}3$$

$$r^2\frac{M}{b} = \frac{0{,}0975 \cdot 700\,000}{50} = 1367{,}0$$

$\sqrt{1490{,}3} = 38{,}60$

$h - a = 49{,}86$ cm; $h = 54$ cm.

$\lambda_m\, b\,(h-a) = 0{,}942\,\% \cdot 50{,}0 \cdot 49{,}86 = 23{,}40$

$$\frac{N}{\sigma_b\, z} = \frac{10\,000}{708} = 14{,}12$$

$f_e = 9{,}3$ qcm.

$$\frac{M}{h-a} \cdot \frac{2}{\sigma_b\,\eta} = \frac{700\,000}{49{,}86 \cdot 816{,}2} = 17{,}22$$

$\frac{\varkappa}{\eta}\, b\,(h-a) = 0{,}3179\,\% \cdot 50{,}0 \cdot 49{,}86 = 7{,}92$

$f_e = 9{,}30$ qcm.

$f_e' = f_e = 9{,}30$ qcm.

II. Eisenbetonquerschnitte mit Zugangriff außerhalb des Kerns (Druck auftretend).

Die in der Abt. I entwickelten Formeln für exzentrischen Druck können auch zur direkten Höhenermittlung für exzentrischen Zug verwendet werden; nur ist dann N negativ in die Formeln einzuführen, also:

$$N_z = -N \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \text{(a}$$

einzusetzen; sie werden dann für ein gewähltes oder vorgeschriebenes μ:

$$h - a = \sqrt{r^2\frac{M}{b} + \left(m\frac{N_z}{b}\right)^2} - m\frac{N_z}{b} \text{ (vergl. Formel 9)} \quad \ldots \text{(b}$$

$$f_e = \lambda_m\, b\,(h-a) + \frac{N_z}{\varepsilon\,\sigma_b} \text{ (vergl. Formel 7)} \quad \ldots\ldots \text{(c}$$

oder $$f_e = \frac{M}{\frac{1}{2}\eta\,\sigma_b\,(h-a)} - \frac{\varkappa}{\eta}\, b\,(h-a) \text{ (vergl. Formel 10)} \quad \text{(d}$$

$$f_e' = \mu\, f_e \text{ (vergl. Formel 11)} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \text{(e}$$

Für indirekte Höhenermittlung ist bei einem gewählten oder vorgeschriebenen μ_m entsprechend zu nehmen

$$M_z = M - N_z\frac{h-a}{2} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \text{(f}$$

dann wird wahlweise (vergl. Formel 13, 14, 15, 15a):

$$f_{e_m} = \lambda_m\, b\,(h-a) = t\sqrt{\frac{M_z}{b}} = \frac{M_z}{u\,(h-a)} = \frac{M_z}{q\,(h-a)\,\sigma_e} \quad \ldots \text{(g}$$

$$f_e = f_{e_m} + \frac{N_z}{\sigma_e} \text{ (vergl. Formel 21)} \quad \ldots\ldots\ldots \text{(h}$$

$$f_e' = \mu_m\, f_{e_m} \text{ (vergl. Formel 24)} \quad \ldots\ldots\ldots \text{(i}$$

Die Beiwerte r^2, m, λ_m, $\varepsilon\,\sigma_e$, $\frac{1}{2}\eta\,\sigma_b$ und $\frac{\varkappa}{\eta}$ sind der Tabelle A zu entnehmen, wobei wie bei Abt. I zu beachten ist, daß diese Werte für die Maßgrößen kg (also nicht t) und cm (bzw. m) berechnet worden sind.

Für gegebene oder berechnete Trägerhöhen können die Eiseneinlagen auch nach den folgenden Formeln bestimmt werden:

$$f_{e_m} = \frac{M_z}{g\,(h-a)} + v\,b\,(h-a) \quad \ldots\ldots\ldots \text{(k}$$

$$f_e = f_{e_m} + \frac{N_z}{\sigma_e} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \text{(l}$$

$$f_e' = \frac{M_z}{k\,(h-a)} - w\,b\,(h-a), \text{ entsprechend Tabelle B} \quad \ldots \text{(m}$$

Beispiel 1. Direkte Höhenermittlung.

Gegeben: $M = 30$ tm; $N_z = 30$ t; $b = 0{,}5$ m; $\sigma_b = 40$ kg/qcm; $\sigma_e = 1200$ kg/qcm.

Gewählt: $f_e' : f_e = 0{,}50$.

Gesucht: h, f_e und f_e'.

Lösung:

nach Tab. A $\quad -m\frac{N_z}{b} = -\frac{0{,}0488 \cdot 30\,000}{50} = -29{,}40$ cm

$$\left(m\frac{N_z}{b}\right)^2 = 29{,}4^2 = 865{,}0$$

$$r^2\frac{M}{b} = \frac{0{,}1327 \cdot 3\,000\,000}{50} = 7960{,}0$$

$\sqrt{8825{,}0} = 94{,}00$ cm

$h = 70$ cm; $\quad h - a = 64{,}60$ cm

$\lambda_m\, b\,(h-a) = 0{,}699\,\% \cdot 50 \cdot 64{,}60 = 22{,}55$ qcm

$+\frac{N_z}{-\varepsilon\,\sigma_b} = +\frac{30\,000}{955} = 31{,}40$ qcm

$f_e = 53{,}95$ qcm

oder: $\quad \frac{M}{h-a} \cdot \frac{2}{\sigma_b\,\eta} = \frac{3\,000\,000}{64{,}6 \cdot 708} = 65{,}80$ qcm

$-\frac{\varkappa}{\eta}\, b\,(h-a) = -0{,}366\,\% \cdot 50 \cdot 64{,}60 = -11{,}80$ qcm

$f_e = 54{,}00$ qcm

i. M.: $f_e = \frac{1}{2}(53{,}95 + 54{,}00) = 53{,}98$ qcm,

$f_e' = 0{,}5\, f_e = 26{,}99$ qcm

Kontrolle nach Tabelle B.

$M = 3\,000\,000$ kgcm

$-N_z\frac{h-a}{2} = -30\,000 \cdot 32{,}3 = -970\,000$ „

$M_z = 2\,030\,000$ kgcm

$$\frac{M_z}{h-a} = \frac{2\,050\,000}{64{,}6} = 31\,400; \quad b\,(h-a) = 50 \cdot 64{,}6 = 3230$$

$$\frac{M_z}{g\,(h-a)} = \frac{31\,400}{1128} = 27{,}85$$

$$v\,b\,(h-a) = 0{,}0302\,\% \cdot 3230 = \underline{0{,}98}$$

$$f_{e_m} = 28{,}83 \text{ qcm}$$

$$+\frac{N_z}{\sigma_e} = \frac{30\,000}{1200} = 25{,}00$$

$$f_e = 53{,}83 \text{ qcm}$$

$$\frac{M_z}{k\,(h-a)} = \frac{31\,400}{462{,}5} = 67{,}80$$

$$w\,b\,(h-a) = 1{,}28\,\% \cdot 3230 = \underline{-41{,}30 \text{ qcm}}$$

$$f_e' = 26{,}50 \text{ qcm.}$$

Beispiel 2. Indirekte Höhenermittlung.

Gegeben: $M = 30$ tm; $N_z = 30$ t; $b = 0{,}50$ m; $\sigma_b = 40$ kg/qcm; $\sigma_e = 1000$ kg/qcm.

Gewählt: $\mu_m = \frac{f_e'}{f_{e_m}} = 1{,}00$, damit $\mu = \frac{f_e'}{f_e} < 1{,}00$.

Gesucht: h, f_e und f_e'.

Lösung:

h — a wird zunächst geschätzt auf 50 cm.

$$M = 3\,000\,000 \text{ kgcm}$$

$$-N_z\frac{h-a}{2} = 30\,000 \cdot 25{,}0 = -\ 750\,000 \text{ „}$$

$$M_z = 2\,250\,000 \text{ kgcm.}$$

$$h-a = r\sqrt{\frac{M_z}{b}} = 0{,}270\sqrt{\frac{2\,250\,000}{50}} = 57{,}40 \text{ cm} > 50 \text{ cm.}$$

Hierauf wird h — a zu 56,00 cm angenommen.

$$M = 3\,000\,000 \text{ kgcm}$$

$$-N_z\frac{h-a}{2} = -30\,000 \cdot 28{,}0 = -\ 840\,000 \text{ „}$$

$$M_z = 2\,160\,000 \text{ kgcm.}$$

$$h-a = 0{,}270\sqrt{\frac{2\,160\,000}{50}} = 56 \text{ cm.}$$

Der Eisenquerschnitt kann wahlweise gerechnet werden:

$$f_{e_m} = \frac{M_z}{\frac{7}{8}(h-a)\,\sigma_e} = \frac{2\,160\,000}{875 \cdot 56} = 44{,}30 \text{ qcm (Näherung)}$$

$$f_{e_m} = \lambda_m\,b\,(h-a) = 1{,}513\,\% \cdot 50 \cdot 56 = 42{,}30 \text{ qcm.}$$

$$f_{e_m} = t\sqrt{M_z\,b} = 0{,}00408\sqrt{2\,160\,000} = 42{,}50 \text{ qcm,}$$

$$\text{i. M.: } f_{e_m} = \frac{1}{2}(42{,}30 + 42{,}50) = 42{,}40 \text{ qcm.}$$

$$f_e = f_{e_m} + \frac{N_z}{\sigma_e} = 42{,}40 + \frac{30\,000}{1000} = 72{,}40 \text{ qcm.}$$

$$f_e' = \mu_m\,f_{e_m} = 1{,}00 \cdot 42{,}40 = 42{,}40 \text{ qcm.}$$

$$\mu = f_e' : f_e = 42{,}40 : 72{,}40 = 0{,}585 < \mu = 1{,}00.$$

Kontrolle nach Tabelle B:

$$\frac{M_z}{h-a} = \frac{2\,160\,000}{56} = 38\,600; \qquad b\,(h-a) = 50 \cdot 56 = 2800.$$

$$\frac{M_z}{g\,(h-a)} = \frac{38\,600}{940} = +41{,}00$$

$$+\,v\,b\,(h-a) = 0{,}0518\,\% \cdot 2800 = +\ 1{,}45$$

$$f_{e_m} = 42{,}45 \text{ qcm}$$

$$+f_{e_n} = \frac{N_z}{\sigma_b} = \frac{30\,000}{1000} = 30{,}00 \text{ „}$$

$$f_e = 72{,}45 \text{ qcm.}$$

$$\frac{M_z}{k\,(h-a)} = \frac{38\,600}{474} = +81{,}5$$

$$-\,w\,b\,(h-a) = -\ 1{,}382\,\% \cdot 2800 = -\ 38{,}8$$

$$f_e' = 42{,}7 \text{ qcm.}$$

III. Höhenermittlung bei homogenen rechteckigen Querschnitten.

Für die Höhenermittlung von exzentrisch beanspruchten homogenen rechteckigen Querschnitten kann eine Formel gleichen Aufbaus abgeleitet werden wie für Eisenbetonquerschnitte.

Es bedeuten:

N = Normalkraft (Zug N_z oder Druck N_d),

M = das äußere Biegungsmoment,

σ_{max} = zulässige Höchstspannung.

Aus der bekannten Spannungsformel für rechteckige Querschnitte:

$$\sigma_{max} = \frac{N}{b\,h} + \frac{6\,M}{b\,h^2}$$

ermittelt sich h folgendermaßen:

$$\sigma\,b\,h^2 = N\,h + 6\,M$$

oder

$$\sigma\,b\,h^2 - N\,h = 6\,M$$

oder

$$h^2 - \frac{N\,h}{\sigma\,b} = \frac{6\,M}{\sigma\,b};$$

$$\left(h - \frac{1}{2}\cdot\frac{N}{\sigma\,b}\right)^2 = \frac{6\,M}{\sigma\,b} + \frac{N^2}{(2\,\sigma\,b)^2};$$

daraus:

$$h = \sqrt{\left(\frac{N\,m}{b}\right)^2 + \frac{M\,r^2}{b}} + \frac{N\,m}{b}$$

mit $r^2 = \frac{6}{\sigma_{max}}$ und $m = \frac{1}{2\,\sigma_{max}}$.

Die Beiwerte r^2, r und m sind in nachstehender abelle C für die Maßgrößen kg (nicht t) und cm (bzw. m) gere net.

Tabelle C: Höhenermittlung bei homogenen rechteckigen Querschnitten.

σ	5	10	15	20	25	30	35	40	80	100	1000	1200
r^2	1,20	0,60	0,40	0,30	0,24	0,20	0,1718	0,150	0,075	0,060	0,006	0,005
r	1,095	0,7746	0,6325	0,5477	0,4899	0,4472	0,4150	0,3873	0,2738	0,2449	0,0775	0,0707
m	0,10	0,05	0,0333	0 025	0,020	0,0166	0,0143	0,0125	0,0063	0,0050	0,0005	0,0004

Beispiel 1.

Gegeben: $N_z = 8500$ kg; $M = 7000$ kgcm; $b = 100$ cm; $\sigma_{e_{max}} = 1200$ kg/qcm (Zug).

Gesucht: h.

Lösung:

$$\frac{N_z\,m}{b} = \frac{8500 \cdot 0{,}0004}{100} = 0{,}036$$

$$\left(\frac{N_z\,m}{b}\right)^2 = 0{,}036^2 = 0{,}0013$$

$$\frac{r^2 M}{b} = \frac{7000 \cdot 0{,}005}{100} = 0{,}3500$$

$$\sqrt{0{,}3513} = 0{,}591$$

$$h = 0{,}627 \text{ cm} = 6{,}27 \text{ mm.}$$

$$F = b\,h = 100 \cdot 0{,}627 = 62{,}7 \text{ qcm;} \quad W = \frac{b\,h^2}{6} = \frac{100 \cdot 0{,}627^2}{6} = 6{,}55 \text{ cm}^3$$

$$\sigma_{min} = \frac{N_z}{F} - \frac{M}{W} = \frac{8500}{62{,}7} - \frac{7000}{6{,}55} = 133 - 1067 = -934 \text{ kg/qcm (Druck).}$$

Kontrolle: $\sigma_{max} = 133 + 1067 = 1200$ kg/qcm (Zug).

Beispiel 2.

Gegeben: $M = 7000$ kgcm; $b = 100$ cm; $\sigma_e = 1200$ kg/qcm.

Gesucht: h.

Lösung:

$$h = r\sqrt{\frac{M}{b}} = 0{,}0707\sqrt{\frac{7000}{100}} = 0{,}593 \text{ cm} = 5{,}93 \text{ mm.}$$

Kontrolle: $W = \frac{0{,}593^2 \cdot 100}{6} = 5{,}85 \text{ cm}^3$, $\sigma = \frac{7000}{5{,}85} = 1196$ kg/qcm (Zug und Druck).

Höhenermittlung bei exzentrisch beanspruchten Eisenbetonquerschnitten.

IV. Symmetrisch bewehrte Eisenbetonquerschnitte mit Druckangriff innerhalb des Kerns ohne auftretende Zugspannungen.

In ähnlicher Weise wie für homogene rechteckige Querschnitte läßt sich auch für rechteckige symmetrisch bewehrte Eisenbetonquerschnitte, bei welchen die Normaldruckkraft im Kerninnern bleibt, bei welchen also nur Druckspannungen auftreten, die Höhe aus den bekannten Formeln für Querschnittsfläche und Widerstandsmoment für gegebene größte Rundpressung σ_b bestimmen, wenn man von einem passend gewählten Bewehrungsverhältnis $\nu = F_e : [b\,h]$ ausgeht. Es ist der Eisenquerschnitt einer Randzone: $f_e' = f_e'' = {}^1/_2 F_e$. Querschnittsfläche: $F = b\,h + n F_e = (1 + n\nu)\,b\,h = C\,b\,h$, Widerstandsmoment:

$$W = \frac{b h^2}{6} + n F_e \frac{\left(\frac{1}{2}h - a\right)^2}{\frac{1}{2}h}\left[\frac{1}{6} + 2 n \nu \left(\frac{1}{2} - p_1\right)^2\right] b h^2 = E\,b\,h^2$$

mit $p_1 = a : h$; $c = (1 + n\nu)$; $E = \frac{1}{6} + 2n\nu\left(\frac{1}{2} - p_1\right)^2$;

Bekanntlich ist: $\sigma_b = \frac{N}{F} + \frac{M}{W} = \frac{N}{C b h} + \frac{M}{E b h^2}$

Hieraus: $h^2 - \frac{N h}{\sigma_b C b} = \frac{M}{\sigma_b E b}$;

mit $m = \frac{1}{2\sigma_b C}$ und $r^2 = \frac{1}{\sigma_b E}$ wird wieder:

$$h = \sqrt{\left(\frac{N m}{b}\right)^2 + \frac{M r^2}{b}} + \frac{N m}{b};$$

für $M = 0$ ist: $h = \frac{2 N m}{b} = \frac{N}{b(1 + n\nu)\sigma_b}$.

Die entgegengesetzte kleinste Rundpressung wird:

$$\sigma_{min} = \frac{N}{F} - \frac{M}{W} = \frac{N}{C b h} - \frac{M}{E b h^2}$$

Die Beiwerte C, E, m und r^2 sind für verschiedene ν und σ_b in nachstehender Tabelle zusammengestellt (für $p_1 = 0{,}06$).

Beispiel: $M = 250\,000$ kgcm; $N = 45\,000$ kg; $\sigma_b = 40$ kg/qcm; $\nu = 0{,}01$; $b = 40$ cm; es wird:

$$\frac{N m}{b} = \frac{45\,000 \cdot 0{,}01089}{40} = 12{,}21 \text{ cm}$$

$$\left(\frac{N m}{b}\right)^2 = 12{,}21^2 = 149{,}0$$

$$\frac{M r^2}{b} = \frac{250\,000 \cdot 0{,}1111}{40} = 696{,}0$$

$$\sqrt{845{,}0} = 29{,}00 \text{ cm}$$

$$h = 41{,}21 \text{ cm}$$

h wird aufgerundet auf 42 cm; $a = 0{,}06 \cdot 42 = 2{,}5$ cm;

$F = C\,b\,h = 1{,}15 \cdot 40 \cdot 42 = 1935$ qcm; $N : F = 23{,}2$ kg/cm²

$W = E\,b\,h^2 = 0{,}2248 \cdot 40 \cdot 42^2 = 15\,820$ cm³; $M : W = 15{,}8$ kg/cm²

$F_e = 0{,}01 \cdot 40 \cdot 42 = 16{,}80$ qcm; $\sigma_{b\,max} = +39{,}0$ kg/cm²

$f_e' = f_e'' = \frac{1}{2} F_e = 8{,}40$ qcm; $\sigma_{b\,min} = +7{,}4$ kg/cm²

σ_b	für jedes σ_b		35 kg/qcm		40 kg/qcm		45 kg/qcm		50 kg/qcm	
ν vH	C	E	m	r^2	m	r^2	m	r^2	m	r^2
0,0	1,000	0,1667	0,01427	0,1750	0,01250	0,1500	0,01111	0,1333	0,01000	0,1200
0,6	1,090	0,2016	0,01311	0,1420	0,01147	0,1240	0,01020	0,1100	0,00918	0,0994
0,7	1,105	0,2074	0,01295	0,1380	0,01130	0,1206	0,01006	0,1070	0,00905	0,0965
0,8	1,120	0,2132	0,01279	0,1341	0,01117	0,1173	0,00992	0,1040	0,00893	0,0940
0,9	1,135	0,2191	0,01260	0,1306	0,01100	0,1141	0,00980	0,1013	0,00882	0,0913
1,0	1,150	0,2248	0,01242	0,1273	0,01089	0,1111	0,00967	0,0987	0,00870	0,0890
1,1	1,165	0,2307	0,01227	0,1240	0,01071	0,1082	0,00954	0,0962	0,00860	0,0867
1,2	1,180	0,2365	0,01210	0,1210	0,01060	0,1057	0,00942	0,0939	0,00848	0,0846
1,3	1,195	0,2422	0,01197	0,1180	0,01045	0,1030	0,00929	0,0915	0,00838	0,0825
1,4	1,210	0,2481	0,01181	0,1152	0,01031	0,1008	0,00917	0,0894	0,00828	0,0806
1,5	1,225	0,2539	0,01167	0,1129	0,01020	0,0986	0,00905	0,0875	0,00817	0,0789
1,6	1,240	0,2597	0,01151	0,1101	0,01009	0,0964	0,00895	0,0855	0,00807	0,0770

TAGUNG DES DEUTSCHEN EISENBAUVERBANDES.

Der Deutsche Eisenbau-Verband, die Vereinigung der deutschen Eisenbaufirmen, hielt seine diesjährige Hauptversammlung vom 12. bis 14. Oktober in München ab.

Vor Eintritt in die Tagesordnung gedachte der Vorsitzende der Explosionskatastrophe in Oppau. Für die am meisten Betroffenen, die Waisen, wurde ein größerer Betrag gestiftet.

Aus dem am ersten Tage erstatteten Geschäftsbericht ist zu entnehmen, daß der Verband in zielbewußter Zusammenfassung aller Kräfte mit Erfolg bestrebt ist, die auch in seiner Industrie durch den Krieg und die Revolution geschlagenen Wunden zu heilen. Gegenüber einer Erzeugung von 143 000 Tonnen im Geschäftsjahre 1919/20 beläuft sich die Gesamterzeugung des Verbandes im abgelaufenen Geschäftsjahre auf 209 000 Tonnen. Hieraus ergibt sich eine erfreuliche Zunahme der Beschäftigung; immerhin bleibt sie noch erheblich zurück gegenüber einer Erzeugung von 412 000 Tonnen im letzten Friedensjahre. Es war dem Verbande möglich, die wirtschaftlichen Anforderungen der Mitglieder sowohl gegenüber anderen, namentlich für den Bezug der benötigten Rohstoffe wichtigen Industriezweigen, als auch den verschiedensten Behörden gegenüber zu vertreten. Hand in Hand damit ging eine Unterrichtung über alle wichtigeren Vorgänge auf dem Wirtschaftsmarkt und eine Beratung der Mitglieder auf dem Gebiete des Tarif-, Steuer- und Zollwesens, der Vorkriegsverträge und dergleichen. Ein wesentlicher Teil der Verbandstätigkeit ist auf die Fortbildung der Eisenbauwissenschaft gerichtet und von namhaften Erfolgen gekrönt gewesen. Hierfür sowie für die Notgemeinschaft der deutschen Wissenschaft und zur Linderung der unmittelbaren materiellen Not der Studierenden wurden namhafte Beträge zur Verfügung gestellt. In enger Fühlungnahme mit den Lehrstühlen der Technischen Hochschulen und mit behördlichen Organen wurde in Kommissionen und

durch, in den Materialprüfungsämtern und Instituten vorgenommene Versuche wertvolle Arbeit geleistet, deren besondere Bedeutung für eine innige Verbindung von Theorie und Praxis besonders erwähnt zu werden verdient. Zahlreiche namhafte Vertreter aus Wissenschaft und Praxis, die sich zur Münchener Tagung eingefunden hatten, waren der beste Beweis dafür, daß es dem Eisenbau gelungen, in dieser Hinsicht ein festes Band zwischen Theorie und Praxis zu schlingen und erfolgreichst im Dienste beider zu wirken.

An die Besprechung der inneren Angelegenheiten des Verbandes am Nachmittage des 12. Oktober, nur für die Mitglieder bestimmt, schloß sich am Abend im Saale des Bürgerbräukellers ein Begrüßungsabend an, der, dank der glänzenden Vorbereitung und den humorvollen Darbietungen von Münchener Künstlern, den Eisenbauverband mit seinen Gästen in angeregtester Stimmung lange zusammenhielt.

Der Vormittag des kommenden Tages, 13. Oktober, war zunächst ernster Arbeit gewidmet, da am Vormittage die zum Teil durch Lichtbilder unterstützten wissenschaftlichen Vorträge stattfanden. Zu Beginn der Tagung, die in einem der neuen Auditorien der Technischen Hochschule München stattfand, begrüßte zunächst Prof. Dr. Schachenmeier im Namen von Rektor und Senat der Hochschule den Eisenbauverband in deren Mauern, auf die große Bedeutung für Wissenschaft und Praxis hinweisend, die aus der Verbindung hervorgehe, wie sie auch der Eisenbau-Verband bei seiner diesmaligen Tagung sich zum Leitstern gewählt habe. Mit herzlichen Dankesworten für den freundlichen, dem Verbande dargebotenen Empfangsgruß verband darauf der Vorsitzende Geh. Baurat Dr.-Ing. e. h. Carstanjen seinerseits eine Begrüßung der Gäste im Namen des Verbandes, der Gäste, die nicht nur aus Deutschland, sondern auch aus dem stammverwandten Österreich und aus der Schweiz zur Tagung erschienen seien. In kurzer eindringlicher Ansprache, ausgehend von der geschichtlichen Entwicklung des Eisenbauverbandes, von der Not, die ihn zusammengeführt, von der freien Organisation, die ihn wie am Anfange, so noch heute zusammenhalte, aufgebaut auf der Entwicklung in Freiheit und durch Freiheit, streifte der Vorsitzende die bisherigen Leistungen des Verbandes, sein Emporblühen vor dem Kriege, die Schwierigkeiten nach diesem und die allmählich wieder steigende Summe von Arbeiten und Leistungen. Hierbei war besonders sein Nachweis hochbemerkenswert, daß der Eisenbau zu den hochwertigsten geistig-technischen Arbeitsleistungen zu rechnen sei, da auf etwa 23 000 in seinen Betrieben beschäftigte Arbeiter 2600 geistig arbeitende Beamte kommen, das Verhältnis zwischen beiden Faktoren also etwa $^1/_9$ ist, wohingegen sich diese Zahl vergleichsweise im Bergbau auf etwa $^1/_{20}$, im Hüttenbetriebe auf rd. $^1/_{50}$ stellt. Mit dem Wunsche, daß diese hochwertige geistig-technische Arbeit auch ihre erzieherische Wirkung auf alle im Eisenbau Beschäftigten mittelbar und unmittelbar in Zukunft erfolgreich ausüben möge und somit es dem Deutschen Eisenbau beschieden sei, auch seinerseits an einer Gesundung der moralischen Kräfte unseres Volkes und damit am Wiederaufbau des Wirtschaftslebens und des Reiches bedeutsam mitzuarbeiten, schloß Geheimrat Dr. Carstanjen seine beifälligst aufgenommenen Ausführungen. Ihm folgten die wissenschaftlichen Vorträge. Zunächst sprach in — der Wichtigkeit des Stoffes durchaus angepaßten, — längeren, durch Lichtbilder bestens unterstützten Ausführungen Dipl.-Ing. Rein über die Versuchsarbeiten des Deutschen Eisenbauverbandes, namentlich über die Versuche über Stoßdeckungen, über das Ausknicken der Stäbe, über die Größe und den Einfluß des Winddruckes auf Eisenfachwerke, auf zwei parallel liegende Tragwände oder auf nur eine von ihnen (Versuche von Grünig-Hannover und Prandtl-Göttingen).

Als Einzelheiten aus dem Vortrage sind die folgenden erwähnenswert:

Ein Knickversuch mit einem schweren Prüfstab (Nr. 71), welcher einer verstärkten Nachbildung eines Obergurtstückes der Kölner Hohenzollernbrücke entspricht, ergab eine Schwerpunktsbruchspannung von nahezu 2600 kg/qcm, womit die obere Grenze der Tragfähigkeit derartiger Stäbe erreicht sein dürfte.

Eine weitere bedeutsame Arbeit wurde geleistet durch Vorversuche, die die Verwendbarkeit verfügbarer großer Prüfmaschinen und die Frage der zweckmäßigsten Lagerung bei geplanten umfangreichen Knickversuchen klären sollten. Hierbei ergab sich, daß die große liegende 3000-t-Maschine sich auch für kleine Stablängen und kleine Kraftäußerungen als vollkommen brauchbar erweist. Soweit die kurze Überprüfung der Ergebnisse einen Schluß zuläßt, wird sich voraussichtlich die Lagerung der Stabenden auf kleinen Stahlkugeln mit besonderen kleinen, sehr harten, nach jedem Versuch auszuwechselnden Einsatzpfannen als zweckmäßig erweisen.

Die Ergebnisse der Winddruckversuche an Brückenmodellen zeigen, daß bei senkrecht auftreffendem oder schwach geneigtem Luftstrom der Winddruck auf vollwandige und gegliederte einzelne Brückenträger fast geradlinig abhängig ist von dem Quadrat der Windgeschwindigkeit und ausgedrückt werden kann durch die Beziehung $w = 0{,}1\,v^2$, daß zwei hintereinander angeordnete Träger sich gegenseitig beeinflussen, und daß bei zwei Trägern, deren Abstand ein Vielfaches ihrer Bauhöhe beträgt, schräg von oben einfallender Wind bei 30^0 Neigung wesentlich höhere Werte ergibt, falls der Luftstrom glatt durchstreichen kann. Die Größe des Winddrucks wird kaum beeinflußt durch den Völligkeitsgrad der Träger und die Querschnittsform der Stäbe. — Weitere ergänzende Modellversuche sind bereits eingeleitet.

Den zweiten, ebenfalls durch reiche Lichtbildbeigaben bestens unterstützten Vortrag hielt der Direktor der Mittleren Isar Dr.-Ing. Thoma über die Aufgaben des Eisenbaues im Rahmen unserer künftigen Wasserwirtschaft, hierbei zunächst allgemein den Grund und die Notwendigkeiten der Aufspeicherung des Wassers zur Kraftgewinnung betonend, und sich dann den vielgestaltigen Aufgaben und deren Lösungen zuwendend, die die Wasserwirtschaft in bezug namentlich auf Stauwehre, Druckleitungen, Zentralen mit ihrem Zubehör usw. vom Eisenbau fordert.

Als wichtige Einzelheiten in diesem Zusammenhange werden ausführlicher behandelt die neuzeitlichen Schützenanlagen, mit welchen heute der Wasserkraft-Ingenieur Flußläufe durchschneidet und zum Aufstau bringt, in der Regel groß angelegte und wichtige Eisenbauwerke; ferner die Walzenwehre, weiter der Bau der großen Turbinengehäuse für die verschiedenartigen Formen von Wasserturbinen, teilweise große kesselartige Gehäuse, teilweise Spiralgehäuse, endlich die großen Rohrleitungen für große Wasserkraftanlagen, namentlich solche, welche bei mäßigem Gefälle große Wasermengen verarbeiten sollen. Als Beispiel wurde die Rohrleitung der Kraftwerke Aufkirchen und Eitting der Mittleren Isar gezeigt, welche nicht weniger als 3 m im Durchmesser haben und für eine Wassermenge von 45 m^3 je Sekunde und Rohr bemessen sind. Schließlich wurde noch auf die Wichtigkeit des Eisenbaues für die Konstruktion der Fernleitungsanlagen hingewiesen und insbesondere einige große Leitungstürme gezeigt, mit deren Hilfe die elektrischen Fernleitungen auch über weitgespannte Flußläufe, Seen und dergleichen hinübergeführt werden können. Bei dieser Gelegenheit wurde auch darauf hingewiesen, daß sich der Eisenbau-Verband in sehr dankenswerter Weise um die experimentelle Erforschung der Windkräfte, welche auf solche Leitungsmaste wirken, verdient gemacht hat. Aus den vom Redner gebrachten Konstruktionsbeispielen ging zur Genüge hervor, daß dem Unternehmungsgeist der deutschen Eisenkonstruktionsfirmen durch die Aufgaben des Großwasserkraftausbaues neue Wege und Ziele gewiesen werden, und daß allein durch die nie rastende Tatkraft unserer deutschen Eisenkonstrukteure der wirtschaftlich und technisch voll-

kommene Ausbau der größten und lohnendsten Wasserkräfte ermöglicht wird.

Der dritte Vortrag von Professor Dr. Hanffstengel war der Kunst der Werbung im Eisenbau gewidmet und zeigte an unerfreulichen und an hervorragenden Beispielen im Lichtbilde, wie eine Reklamewerbung mit weniger guten Mitteln und entsprechend geringerem Erfolge oder wirklich eindrucksvoll ausgeführt werden könne. Im allgemeinen ließen die geistreichen Ausführungen des Vortragenden erkennen, daß unsere neuzeitliche Kunst schon jetzt vielgestaltig mit bestem Erfolge sich der technischen Werbung zugewendet hat und daß wir ihr hocheindrucksvolle Werbeplakate und -inserate verdanken, daß aber naturgemäß auch hier noch viel zu verbessern ist.

An einer großen Reihe von Beispielen, vor allem aus dem Eisenbau, zeigte der Redner, wie der Hauptgrundsatz jeder Reklame: Einheitlichkeit, Zusammenfassung, Vermeidung von Zersplitterung überall beherrschend hervortritt, insbesondere beim Bild und bei der Anzeige. Im Eisenbau ist die Zerstörung der Bildwirkung durch viele Einzelheiten zu vermeiden und bei der Darstellung von Bauwerken vor allem durch geschickte Benutzung der großen Linien zu wirken. Durch Wahl eines günstigen Standpunktes für die photographische Aufnahme läßt sich oft ein Bild von besonders auffallender Wirkung erzielen. Ausgezeichnete Motive kann die Darstellung einer Einzelheit, etwa eines Knotenpunktes oder einer Mastspitze ergeben; unter allen Umständen vermeide man es, durch ein Zuviel, etwa durch Anbringung kleiner Bildchen neben der Hauptdarstellung, die Motiveinheit und damit den starken Gesamteindruck zu stören. Rhythmische Wiederholung des gleichen Motivs, richtige Verwendung freien Anzeigenraums und andere Mittel bringen oft auch bei kleinen Anzeigen außerordentlich starke Wirkung hervor.

Man ist bei der Anzeige aber nicht auf das Bild angewiesen. Auch Anzeigen, die nur Text enthalten, sei es nun in der Form von Schlagworten oder in Form längerer Ausführungen, sind durchaus wirksam zu gestalten. Man kann auf diese Weise mehr erreichen als das, was man landläufig unter „Reklame" versteht, nämlich eine sachliche Aufklärung des Lesers, ohne daß bei satztechnisch guter Durchführung die Anzeige an Auffälligkeit einbüßt.

Übrigens läßt sich auch das Bild in ganz hervorragender Weise der sachlichen Aufklärung dienstbar machen, so z. B. bei der Darstellung von Bauvorgängen, indem etwa bei einem im Gange befindlichen Brückenbau der Fortschritt der Baues jeweils in Abständen von einer oder mehreren Wochen in den Anzeigen bildlich dargestellt wird. Solche sachlich interessanten Anzeigen werden von vielen Lesern jedesmal aufgesucht werden und nachhaltigen Eindruck machen, namentlich auch auf die jungen Ingenieure, die später in die maßgebenden Stellungen vorrücken. Daß der Vortragende sich auch dahin aussprach, nur in den wirklich führenden technischen Blättern zu inserieren und hierfür die Mittel zu konzentrieren, wird die allseitige Zustimmung aller derer finden, die wissen, daß nicht nur die Art, sondern vor allem auch der Ort der Werbung für den Erfolg maßgebend sind.

Eine längere Aussprache zeitigte der vierte und letzte Vortrag, den an Stelle des erkrankten Geheimen Baurats Ministerialrats Schaper Reg.-Baurat Dr. Gaede hielt über: Neue Berechnungsgrundlagen für die eisernen Brücken der Reichsbahnen. Im besonderen besprach hier der Vortragende den neuen Normallastenzug aus 3 Tenderlokomotiven von je 12,0 m Länge und mit je 7 Achsen zu je 25 t Last, und seinen 6 m langen zweiachsigen Wagen mit je 20 t, ferner den Stoßzuschlag für bewegliche Lasten, der je nach der Größe der Stützweite auf 100 bis 25 vH bisher in Aussicht genommen sei und sich naturgemäß mit größerer Stützweite (also bis auf 25 vH) vermindere. Ferner wurde der Grundsatz der zukünftigen Dimensionierung und endlich das Knickproblem ausführlich behandelt. Bei letzterem beabsichtigt man, sich an die Ausgleichung der Tetmajerlinie durch die Kurve von Ostenfeld-Johnson bzw. an Euler zu halten und je nach der Länge des Stabes eine veränderliche Sicherheit von 2 bis 4 oder 5 einzuhalten. Ausdrücklich hob aber der Vortragende hervor, daß alle diese Bestimmungen zunächst noch in Arbeit seien und man zu endgültiger Stellung noch nicht gelangt sei. In der sehr lebhaften, sich anschließenden Wechselrede wurde vor allem auf die Art der Festsetzung der erlaubten Spannungen, dann aber vor allem auf die Stoßzuschlagzahl eingegangen, wobei bezüglich letzterer u. a. darauf verwiesen wurde, daß hier oft — z. B. bei Auslegerträgern und für alle solche Funktionen, in denen die Einflußlinie aus + - und —-Teilen bestehe, die Gesamtstützweite der Öffnung nicht die gegebene Größe erscheine, um nach ihr den Stoßzuschlag zu ermitteln. Alles das werden Fragen sein, die noch längerer Vorbereitung und Klärung bedürfen, ehe sie in die strenge Form von Bestimmungen gegossen werden können, und deshalb war es auch gegeben, daß aus der Versammlung heraus der Wunsch besonders rege wurde, allen beteiligten Kreisen, namentlich aber auch den Herren des Eisenbauverbandes Gelegenheit zur Aussprache und Mitwirkung zu geben, ehe endgültige Beschlüsse festgesetzt werden.

An die anstrengende Arbeit des Vormittags, die sich bis um 2½ Uhr ausgedehnt hatte, schloß sich ein gemeinsames Essen in dem entgegenkommendst dem Eisenbau zur Verfügung gestellten Festsaale des Münchener Künstlerhauses. Hier, umgeben von echtem Künstlertum, entwickelte sich bald frohes Leben, gewürzt durch so manches ernste, von Vaterlandsliebe, hingebender Treue an die deutsche Arbeit, die hohen Werte des Zusammenstimmens und -klingens von Wissenschaft und Praxis getragene Wort.

Der letzte Tag der Veranstaltung, der 13. Oktober, war einem Ausflug nach dem Wendelstein mit seiner hochinteressanten Bergbahn gewidmet. Gleich wie an den beiden vorangehenden Tagen, in denen eine strahlende Sommersonne auf München hernieder geschaut hatte, war auch der letzte Tag von herrlichstem Sommerwetter begünstigt. Allen Teilnehmern wird die reizvolle Fahrt durch die in selten schöner Herbstfärbung prangende Landschaft bis zum Fuße der Berge, das Hinaufklimmen des Zuges auf sie, z. T. mit langen Steigungen von 230‰, die herrlichen Aus- und Fernblicke von der Bahnfahrt aus, endlich die weit sich dehnende Aussicht vom Felsmassiv des Wendelsteins (1838 m über dem Meere) über die bayerischen Alpen und die Tiroler Schneehäupter, endlich die vom herrlichen Mondschein noch besonders verschönte Talfahrt in den Abendstunden eine dauernd wertvolle liebe Erinnerung bleiben. Und deshalb entsprach es auch wohl dem Gefühl aller Teilnehmer, als nach der Rückkehr von der Bergeshöhe und vor der Rückfahrt nach München noch einmal dem Eisenbauverbande für die glänzend verlaufene Tagung mit ihren vielgestaltigen Eindrücken und Förderungen der innigste Dank aller Teilnehmer ausgesprochen für die vorbildliche Vorbereitung und Durchführung der Tagung den Herren in München, namentlich aber dem Direktor des Verbandes Dr.-Ing. Fischmann, die allseitige uneingeschränkteste Anerkennung zum Ausdruck gebracht wurde. Mögen auch kommende Tagungen des Eisenbauverbandes unter dem gleichen günstigen Stern, sich abwickeln, der der Münchener Tagung geleuchtet und auch sie gleich dieser dann dazu beitragen, alle die Kräfte, die im Deutschen Eisenbauverbande und den ihm nahestehenden Kreisen von Praxis und Wissenschaft tätig sind, zu einheitlicher, großzügiger und für den Wiederaufbau des deutschen Wirtschaftslebens segensreicher Arbeit zusammenzuschweißen! M. F.

BEURTEILUNG DER GRUNDLAGEN DES BAUENS IN HOLZ.

Von Dr.-Ing. G. Barkhausen, Hannover.

(Schluß von Seite 545).

III. Neuere Bauweisen in Holz.

1. Gebogene Hölzer.

In neuester Zeit sind Bauten beträchtlicher Maße, namentlich Bogenbinder für Hallen, in der Weise ausgeführt, daß man mehrere schwache Hölzer, in der Regel unter Zugabe der für die Deckung versetzter Stöße nötigen, in die gewünschte Krümmung biegt und sie durch Nageln, Verbolzen, Einklemmen in eiserne Bügel oder Holzzangen mit Bolzen in dieser hält; Bauarten dieser Art sind die von Stephan, Hetzer[7]), „Freibau in Holz" nach Christof und Unmack, Kaper. Das Verfahren hat das Biegen von Eisen für gekrümmte Tragwerke zum Vorbilde, erzielt aber andere Erfolge. Starke Eisen biegt man warm oder schneidet sie krumm aus, um nicht erkennbare falsche Spannungen zu vermeiden; auch das Biegen durch einseitiges Erwärmen ist verwendet, jedoch noch nicht allgemein als einwandfrei anerkannt. Alle diese Mittel versagen beim Holze, da es verbrennt oder teilweise überspänig wird. Das Biegen in heißem Zustande, wie bei Teilen von Stühlen, Stöcken, Schirmstielen und sonstigem Hausgeräte, ist im großen nicht verwendbar, zerstört auch das Gefüge in einem für solche Zwecke gleichgültigen, für Tragwerke aber unzulässigen Maße. Beim Holze bleibt nur das gewaltsame Biegen und Festhalten in der Biegung. Das Verfahren ist an sich leicht und bezüglich der Spannungen ungefährlich, wenn man das Tragwerk aus Dielen bildet, die, einzeln über ihre Dicke gebogen, flach aufeinander gelegt und so vielfach vernagelt, verbolzt und mit Bügeln umschnürt werden, daß sie die Krümmung halten. Auf diese Weise kann man beliebig starke Bogen herstellen, sie ist aber nicht frei von Mängeln. Trotz Verwendung sehr vieler teuerer Nägel, Bügel und Bolzen, ist es sehr schwierig, schließlich einigermaßen genau die verlangte Krümmung herzustellen, man wird das Ganze berichtigend nachbiegen müssen, was schwierig ist und nur zu erheblichen nicht gewollten Spannungen führt, auch die Nägel lockert. Im Freien geben die vielen engen Fugen, wenn sie auch wagerecht liegen, Anlaß zum Faulen im Innern, und die Nägel rosten im Holze, namentlich in noch frischem, sehr stark. Diese Bauweise gibt also Tragwerke, die bezüglich ihrer Spannungen nicht klar und voraussichtlich auch nicht so dauerhaft sind, wie die aus vollem Holze.

Setzt man den Bogen aus stärkeren Hölzern zusammen, so entstehen beim Biegen unvermeidlich hohe Spannungen, die die zulässigen herabzusetzen zwingen oder zu Überspannungen führen. Das Herstellen und Erhalten der gewollten Gestalt ist dabei noch schwieriger, als bei flachen Dielen; verwendet man zur Erleichterung hochkant stehende Dielen, so entstehen lotrechte enge Fugen, die noch ungünstiger sind, als die wagerechten. Der Bogen aus stärkeren Hölzern ist mit einiger Sicherheit in der gewollten Krümmung wohl nur durch sorgfältigste Verdübelung der gebogenen Hölzer zu erreichen, die schwierig und teuer ist. Das Halten der Hölzer in der vergeschriebenen Krümmung durch die mit Bolzen oder Bügeln erzeugte Reibung ist ungenügend, da geringes Schwinden die Reibung aufhebt.

Die auf solche Weise hergestellten Tragwerke gehören nach Ansicht des Verfassers zu solchen, die in statischer Hinsicht nicht die wünschenswerte Klarheit haben, bei denen man sich also gegenüber den nicht erkennbaren Zuständen in unerwünschter Weise auf den dadurch in Frage gestellten Grad der Übersicherung durch die Wahl der zulässigen Spannungen verlassen muß. Scharf zutreffende Rechnung ist bei ihnen nicht zu führen, also kann man sie nicht soweit ausnutzen, wie klarere.

Die betonten Schwierigkeiten und Mängel treten um so schärfer hervor, je kleiner der Halbmesser der herzustellenden Biegung ist.

2. Geleimte Tragwerke.

Die von allen anderen verschiedene, namentlich bei weit gespannten Bogenbindern für Dächer verwendete Bauart nach Hetzer setzt große I-Querschnitte durch Leimen mit Kaltleim aus schwachen Dielen zusammen, überträgt so die Vorteile der Querschnitte von Walzeisen auf Holz und erzielt leichte und im Bilde gefällige Tragwerke. Die Bauart ist jedoch trotz dieser Vorzüge nicht frei von Bedenken. Hohe Stege von Bogen müssen entweder der Höhe nach aus vielen Teilen gebildet werden, dann sind sie teuer und enthalten viele Leimfugen; oder sie werden im ganzen hochkant gebogen, dann enthalten sie wieder die falschen Biegespannungen; oder sie werden nach der Krümmung geschnitten, dann sind sie mindestens teilweise überspänig. Auch die Leimfugen geben Anlaß zu Bedenken. Der Leim soll kalt aufgetragen wasser- und wärmefest sein und dauernd sicher halten, was auch für eine Reihe von Jahren durch den Bestand von Bauwerken bestätigt ist. Leimarten dieser Eigenschaften waren bisher unbekannt, auch die besten Leime halten nicht dauernd, selbst wenn die Fugen ganz oder fast frei von Spannung sind. Hier haben sie aber namentlich im Stege und zwischen Flansch und Steg beträchtliche Scherspannungen zu übertragen, ebenso in den durch Leimung verlaschten Stößen. Die Ausbildung von Knoten gegliederter Tragwerke stößt auf erhebliche Schwierigkeiten, wenn man nicht auch hier Eisen zu Hilfe nimmt. Besonders bedenklich erscheinen voll auf Zug beanspeuchte Leimfugen, und ob der verwendete Kaltleim, der doch flüssig aufgetragen wird, wirklich auch unter freiem Himmel wasserfest ist, kann erst langjährige Erfahrung lehren.

So bestechend derartige Tragwerke auch durch ihre Leichtigkeit und das gute Aussehen erscheinen, kann man die eigenartige Bauweise doch noch nicht als abschließend bewährt bezeichnen. Vorläufig scheint es ratsam, sie Dämpfen, Regen, Schnee und sonstiger Nässe nicht auszusetzen.

Der Inhaber Hetzer der Schutzrechte für die Verwendung geleimter Tragwerke veröffentlicht neuerdings die Anordnung ebenso zusammengesetzter, aber nicht geleimter, sondern kraftschlüssig verbundener Träger[8]), bei denen der Holzkeil als wesentliches Mittel der Verbindung von Steg und Gurten benutzt wird, wohl in der Absicht, das Leimen zu vermeiden; so geistreich diese Fügung auch ist, ruft sie doch das Bedenken hervor, daß sie sich durch Schwinden der Holzkeile lockern kann, deren Nachtreiben für längere Zeit nötig sein wird, zumal sehr kleine Verschiebungen zwischen Gurten und Steg schon ungünstig wirken.

IV. Schlußfolgerungen.

Diese Ausführungen hatten den Zweck, die Grundlagen des Bauens in Holz zu beurteilen, sie mußten daher die Mängel der verschiedenen Bauweisen besonders betonen, deren Vorzüge nur angedeutet sind. Allgemein ist in dieser Beziehung noch hervorzuheben, daß Holzbauten fast ganz frei von Verformung durch Wärme sind, und daß das Holz in den allereinfachsten Arten seiner Verwendung keine Arbeit in der Werkstatt erfordert, daher für manche Zwecke ohne weiteres

[7]) Nach DRP. 323 912.

[8]) DRP. 323912. Zentralblatt der Bauverwaltung 1921, 16. April, S. 196.

auf der Baustelle verarbeitet werden kann. Dieser letztere Vorteil fällt freilich bei den neueren Bauweisen fort, die sogar eine sehr sorgfältige Vorbereitung auf gut eingerichtetem Werkplatze unter Dach erfordern. Die Feuergefährlichkeit der Holzbauten kann durch geeignetes Tränken gemindert werden, ebenso die Neigung zum Faulen durch Anstriche, doch ist dieser Schutz teuer. Die Neigung zum Schwinden und Reißen ist unüberwindlich und ein erheblicher Mangel des Holzes, dem unter anderen die Krallenplatten von Greim entgegenwirken sollen. Leichter als eiserne Bauwerke werden hölzerne im allgemeinen nicht, da Holz etwa ein Zehntel des Gewichtes, aber auch der Festigkeit von Eisen hat, und man hölzerne Bautelle nicht so gut den erforderlichen Maßen anpassen kann, wie eiserne.

Im ganzen kann gesagt werden, daß die mittelalterlichen Bauweisen den heutigen Anforderungen nicht genügen, daß unter den neuen Vorschlägen ungeeignete sind, und daß auch die besseren den erreichten Grad der Durchbildung der Eisenbauwerke noch nicht erlangt haben, so reiche geistige Arbeit auch schon auf sie verwendet ist. Vorläufig wirkt die stark einseitige Vertretung der zahlreichen Schutzrechte noch verwirrend auf die sachliche Beurteilung der oft nur unerheblich verschiedenen Bauweisen ein. Immerhin zwingt die Not der Zeit, das Holz wieder mehr heranzuziehen, und es ist zu begrüßen, wenn sich die berufensten Kräfte in dem Streben nach Durchbildung guter Bauweisen vereinigen. Der Verfasser ist nach langer Erfahrung bis heute der Ansicht, daß Tragwerke, die auf dem stumpfen Stoße und für kleine Kräfte auf der Versatzung gegen Druck, gegen Zug auf der eisernen Flachlasche mit Bolzen und Druckstücken beruhen, die meiste Aussicht auf Erreichung des Zieles bieten. Aber gerade darin liegt die Schwäche, daß man viele kleine, vielgestaltige und kaum als Massenware herzustellende Eisenteile und über das gewohnte Maß hinausgehende Genauigkeit der Bearbeitung des Holzes aufwenden muß, für die die Behandelung eiserner Tragwerke das Vorbild gibt.

Besonders schwierig ist die völlig befriedigende Herstellung hölzerner Bogen. Obwohl für solche alte Beispiele vorhanden sind, namentlich die Binder der berühmten Halle des ersten Bahnhofes in München, die teilweise nach etwa 75 Jahren noch steht, ist die Herstellung von Bogen aus Holz nie Gemeingut der Baukunst geworden. Daß die Lösungen dieser Aufgabe in neuester Zeit trotz mancher anerkennenswerter Leistung noch nicht zu Ergebnissen geführt haben, die ohne alle Bedenken sind, ist oben unter III erörtert worden. Hier liegt eine dankbare Aufgabe für die Zukunft vor.

V. Grundsätze für hölzerne Tragwerke.

Bei der Aufstellung von Grundsätzen für den Entwurf und die Ausführung schwer belasteter hölzerner Tragwerke sollten neben den allgemeinen Bestimmungen nach Ansicht des Verfassers die folgenden Festsetzungen berücksichtigt werden, deren Haupterfordernis grade gegenüber den schwankenden Verhältnissen des Holzes äußerste Einfachheit sein muß.

Beschaffenheit des Holzes.

Freiheit von Ästen und Rissen kann nur innerhalb der vom Wuchse des Baumes gezogenen Grenzen verlangt werden. Ob Freiheit von Borke und Splint gefordert wird, ist im Zusammenhange mit etwaigen bestimmten Forderungen hinsichtlich der Art des Schnittes anzugeben; es ist also zu sagen, wann Rund-, Ganz-, Halb- oder Kreuzolz, Kerndielen und -bohlen, scharfe oder Wahnkanten, geschälte, beschlagene oder geschnittene Hölzer verlangt werden.

Hölzer mit knorrigem und gedrehtem Wuchse sind zu verwerfen. Alles Holz soll vor der Verarbeitung gut ausgetrocknet sein.

Hölzer, die mit irgendwelchen Anzeichen von Fäulnis oder Verseuchung durch Keime und Sporen behaftet sind, werden ausgeschlossen. Sollen für verschiedene Teile eines zusammengesetzten Querschnittes verschiedene, der Art der Beanspruchung angepaßte Holzarten verwendet werden, wie in Steg und Gurten von I., so ist das besonders vorzuschreiben.

Spannungen.

Die zulässigen Spannungen sind nach der oben mitgeteilten Zusammenstellung I zu bemessen, die durch die folgenden Angaben zu ergänzen ist.

Diese Zahlen setzen voraus, daß Berechnung und Entwurf den besten allgemein zugänglichen Errungenschaften der Wissenschaft entsprechen.

Bei der Untersuchung von Querschnitten auf Druck, Zug, Biegen und Scheren ist die Schwächung durch einen Ast an ungünstigster Stelle zu berücksichtigen, dessen Durchmesser 10 vH des größten Maßes des Querschnittes entspricht. Bei Untersuchung auf Knicken fällt diese Berücksichtigung fort.

Die Belastung von Querholz durch Langholz ist bei allen stark beanspruchten Gliedern grundsätzlich zu vermeiden.

Die Spannung in Eisenteilen der hölzernen Tragwerke darf 1500 kg/qcm betragen.

Verbindungen.

Die Reibung zwischen zusammengedrückten Hölzern für die Verbindung auszunutzen, ist unzulässig.

Die unmittelbare Belastung von Hirnholz durch Hirnholz ist zu vermeiden. Ist sie unvermeidlich, wie beispielweise bei Aufständerungen und Versatzungen, so liegt in dem Einfügen von Blech, Dachpappe, Gußschuhen, Hartholz oder anderen, die unmittelbare Berührung von Hirnholz mit Hirnholz verhütenden Zwischenlagen ein Mittel zu erheblicher Verstärkung.

Das Durchschneiden von Aufständerungen mit Querholz, namentlich in mehrfacher Wiederholung, ist zu vermeiden. Holzdübel sind so zu stellen, daß nicht Hirnholz auf Hirnholz drückt, und daß die Scherwirkung im Dübel rechtwinkelig zu seiner Faser steht.

Das Einsetzen beiderseits gleich belasteter Dübel zwischen die Druckflächen der Haken reiner Holzverbindungen auf Zug bietet ein wirksames Mittel der Verstärkung.

Einer Scherwirkung ausgesetzte Dübel sind unter Berücksichtigung der Ungleichmäßigkeit der Verteilung des Druckes auf ihre Flanken und der in ihnen auftretenden Biegung zu bemessen.

Dübel durch Doppelkeile zu ersetzen, ist zweckmäßig; die Keile erhalten überschüssige Länge zum Nachtreiben.

Eiserne Bolzen sind tunlich ihrer Länge nach zu belasten; wenn die Muttern und Köpfe voll belasteter Bolzen auf Holz sitzen, so sind sie mit Druckplatten auszustatten, die den Druck auf genügend große Flächen verteilen, dabei gegen Brechen in der Mitte sicher sind.

Müssen Bolzen rechtwinkelig zu ihrer Länge belastet werden, wie bei Verlaschungen, so sind sie mit Druckstücken im Holze zu unterlegen, die einerseits das Biegemoment im Bolzen verkleinern, anderseits den Druck im Holze genügend verteilen, dabei selbst unter dem Bolzen nicht brechen. Diese Druckstücke erhalten zweckmäßig L-Querschnitte.

Reine Holzverbindungen auf Zug sind mit wirtschaftlich befriedigendem Erfolge nicht ausführbar. An ihrer Stelle sind Verlaschungen mit Eisenlaschen und Bolzen mit Druckstücken zu empfehlen.

Knoten sind in der Weise zu entwickeln, daß die Mittellinien der Hölzer richtig zusammen schneiden. Die genügende Tragfähigkeit aller belasteten Einzelteile der Verbindungen ist nachzuweisen.

Zurzeit sind zweiseitige Knotenbleche oder Holzplatten und Durchbolzen mit Druckstücken, für Druckstäbe mit geringen Kräften Versatzungen die geeignetsten Mittel der Verbindung. Auch in den Knoten ist die Belastung von Querholz durch Langholz zu vermeiden. Für nebensächliche Glieder, die auf die Verformung des ganzen Tragwerkes keinen

erheblichen Einfluß haben, kann diese Art der Belastung zugelassen werden.

Bei der Herstellung gekrümmter Tragwerke aus Holz sind Biegespannungen und Überspänigkeit zu vermeiden oder doch bei der Berechnung zu berücksichtigen. Das beste Mittel der Erhaltung bestimmter Krümmung bildet die Verdübelung stärkerer Hölzer in gebogenem Zustande, das Vernageln über ihre Dicke gebogener Dielen ist nicht zuverlässig.

Verbindungen mit Leim sind für gezogene Glieder unzulässig, bei Biegung sind die Scher- und Längsspannungen geleimter Fugen nachzuweisen. Die hier zulässigen Spannungen müssen noch durch Versuche ermittelt werden. Gezogene Fugen sind nicht bloß in sich zu leimen, sondern auch durch tunlich beiderseits aufgeleimte Laschen zu decken. Verbindungen mit Leim sind bis auf weiteres nur unter Schutz gegen erhebliche Erwärmung, Nässe, Feuchtigkeit und Säuren zulässig.

Zusammenbau.

Der Zusammenbau stark zu belastender, gegliederter Tragwerke aus Holz oder aus Holz und Eisen soll auf geeignetem Werkplatze unter Dach erfolgen. Ob sie zum Zwecke der Beförderung zur Baustelle, wieder auseinander genommen werden, hängt von der Art ihrer Verbindungen und von den örtlichen Verhältnissen ab; vorläufige, Not- und Hilfsbauten, einfache Fachwände, Balkenlagen, Dachstühle und dergleichen, unterliegen dieser Bestimmung nicht unbedingt.

Die endgültige Aufstellung ist so vorzunehmen und auszustatten, daß von den unterstützenden Bauten keine schädlichen Einflüsse auf das Holz übertragen werden.

Schutz.

Tränken gegen Feuchtigkeit mit Teeröl oder ähnlichen Mitteln ist für alle dem Wetter oder sonstiger Feuchtigkeit ausgesetzten, gegen Feuer für alle von diesem bedrohten Tragwerke zu empfehlen. Anstrich mit Ölfarbe, nach gründlicher Austrocknung, dient zur Förderung der Erhaltung auch bei getränkten Hölzern.

Die Ausstattung frei stehender hölzerner Tragwerke mit Dächern hat sich bei alten Bauten bewährt und reichlich bezahlt gemacht.

Zu Teilen, die abwechselnd naß und trocken werden, sollte man kein Holz verwenden, oder dieses in Zwangslagen wenigstens mit allen Mitteln sichern. Ausgeschlossen ist die Verwendung von Holz in Gebieten mit Bohrwürmern oder -muscheln. Das Tränken bietet Schutz gegen den Holzwurm.

LITERATURSCHAU.

Gesammelt und geordnet von Regierungsbauführer Dipl.-Ing. C. Lehmann, Dresden.

Baustoffkunde.

1007. Der Einfluß von Chlorkalzium auf die Druck- und Zugfestigkeiten von Portlandzement. Von Dr. Platzmann, Berlin. Zement 1921, Nr. 40, S. 499—502. Versuche mit Rüdersdorfer Zement und Hochofenzement von Rheinhausen. Ergebnis: Steigerung der Druckfestigkeit bis zum 28. Tage bis zu 20 vH. Abnahme der Zugfestigkeit von Anfang an bei 1 bis 5 vH $CaCl_2$-Lösungen als Anmachewasser.

1008. Feinde des Zements im Tiefbau. Der Brückenbau 1921, Nr. 18, 2 S. Überschüssiger Kalk, Gips, Mangan, Sulfatschwefel, Säuren, Magnesiasalze, Meerwasser, Kohlensäure.

1009. Zementstreckmittel. Von Ernst Natho. Tonind.-Ztg. 1921, Nr. 112, 117, 122, 4 S. Zweck und Wirkung der verschiedenen Streckmittel. Untersuchung mit Kalk- und Zementmörteln, Empfehlung von Linkkalk, D. R.-P. Kunstraß Link.

1010. Betonbau, Stoffbedarf für 1 cbm fertigen Beton. Tonind.-Ztg. 1921, Nr. 121, S. 1082—1083. Erfahrungsformeln verschiedener Firmen nach Mitteilung des Deutschen Beton-Vereins.

1011. Ein neuer Beton. Von Landesbauinspektor Winkelmann, Wiesbaden. Zement 1921, Nr. 40, S. 503. Herrmannscher Hartbeton, Härte auf der Bauschingerschen Scheibe wie Granit, Basalt. Höhere Druckfestigkeit als gewöhnlicher Beton. Frostbeständig. Unempfindlich gegen höchste Hitze, Säuren, Öle, Laugen, Seewasser u. dgl. Kosten fast wie gewöhnlicher Beton.

1012. Betonwerkstein. Baumarkt 1921, Nr. 41, S. 710. Festigkeit und Farbe bei Tuff, Calcit, Muschelkalk, Granit.

1013. Aristoziegel-Massivbauweise. Baumarkt 1921, Nr. 41, S. 701. Hohlstein 25 × 25 × 14 cm mit besonderer Handhabe beim Mauern. Ersparnis an Mörtel und Arbeitszeit. Preis 1 cbm = 277 Mark gegen 354 Mark in Backsteinen.

1014. Das Schicksal des deutschen Waldes. Der Holzbau 1921, Nr. 21, S. 81. Deutschland ist zurzeit mit Holz angefüllt. Daher ist Ausfuhr erforderlich. Sachlieferung an Frankreich ist nicht zu erwarten.

1015. Das Materialprüfungswesen in Deutschösterreich. Von Prof. Kirsch, Wien. Zeitschr. d. Österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1921, Nr. 40—41, S. 257. Entwicklung und heutiger Stand.

Statik und Festigkeitslehre.

1016. Beitrag zur Theorie der Knickfestigkeit mehrfeldriger Stäbe. Von Dr.-Ing. Paul Boros, Berlin-Charlottenburg. Der Brückenbau 1921, Nr. 17 bis 19, 12 S. mit 16 Abb. Verfasser liefert zur genannten Theorie einen Beitrag, in dem er bereits Bekanntes vervollständigt, sowie durch Anwendung eines Kettenrechnungsverfahrens die hier benutzte Untersuchungsmethode der Praxis zugänglicher zu machen sucht. Als Beispiele werden ein Wasserturmpfeiler und Netzleitermast durchgerechnet. Die Erhöhung der Knicksicherheit beträgt 36 bis 59 vH gegen Euler.

1017. Die Biegungsachse. Von A. Eggenschwyler. Zentralbl. d. Bauverw. 1921, Nr. 81, S. 501—504, 6 Abb. B. in Gegensatz zur Schwerachse bei U-, T- und Winkeleisen mit Anwendungsbeispielen.

1018. Berechnung eines elliptischen Behälters. Von Ing. Preinfalck, Wesel. Beton u. Eisen 1921, Nr. 16, S. 182—183, 3 Abb. Ableitung einer Formel und Beispiel.

Brückenbau.

a) Allgemeines.

— — — —

b) Hölzerne Brücken.

— — — —

c) Stein- und Betonbrücken.

— — — —

d) Eisenbetonbrücken.

1019. Straßenbrücken in Schlesien. Von Ing. Karasek und Dr.-Ing. Urwalek, Beton u. Eisen 1921, Nr. 14—16, 3 S., 10 Abb. Berechnung und Bausausführung mehrerer Eisenbetonbalkenbrücken von 10 bis 15 m Stützweite.

e) Eiserne Brücken.

1020. Fehlerhafte Messung von Durchbiegungen eiserner Brückentragwerke bei Beobachtung mittels Fernrohrvisuren. Von Ing. Duschkowitsch. Österr. Monatsschrift für den öffentl. Baudienst 1921, Nr. 10, S. 230 bis 231, 5 Abb. Durch Instrumentenstandpunkt verursachte Fehlerquellen.

1021. Eiserne Brücken im Stadtbild. Von Karl Bernhard, Berlin. Z. d. V. D. I. 1921, Nr. 42, S. 1093 bis 1094. Ausführungen vom künstlerischen Standpunkt aus.

Hochbaukonstruktionen und Zementwaren.

1022. Die Herstellung der Zementdachsteine. Baumarkt 1921, Nr. 42, S. 725—726. Rohmaterialien, Herstellung, Selbstkosten.

1023. Das Dichten wasserdurchlässiger Betonbehälter. Von Ing. R. Hoffmann, Krakau. Beton u. Eisen 1921, Nr. 16, S. 181, 2 Abb. Zwei Beispiele, wo mit Erfolg eine Dichtung durch eine 2,5 cm starke Schicht aus 1 Teil Zement: 3 Teilen Sand und einer mit Pinsel aufgetragenen Schicht 1 Teil Zement: 1 Teil Fettkalk erzielt wurde.

Vgl. Nr. **1007, 1009.**

Gründungsarbeiten.

— — — —

Wasserbau.

a) Gewässerkunde, Wasserwirtschaft, Wasserrecht und Wasserbewegung.

1024. Einige technisch-wirtschaftliche Untersuchungen über Wasser- und Kraftversorgung für Landgemeinden. Von Rgbmstr. Kropf, Tapiau. Die Wasserkraft 1921, Nr. 19, S. 260—263. Vorschlag zur allgemeinen Verwendung von Windturbinen vor allem zu Be- und Entwässerungszwecken. Beispiele ausgeführter Anlagen.

1025. Wasserstraßen-Jahrbuch für 1921. Zentralbl. der Bauverw. 1921, Nr. 82, S. 505. Hinweis auf die Bedeutung und ausführliche Besprechung des Werkes.

1026. Wasserkraftausnutzung in Österreich. Österr. Monatsschrift für den öffentl. Baudienst 1921, Nr. 10, S. 235—236. 37 projektierte und 17 konzessionierte Anlagen. (August.)

1027. Die Wasserkräfte Rußlands. Die Wasserkraft 1921, Nr. 20, S. 289—291. Heutiger Stand der Ausnützung und verfügbare Wasserkräfte nach einem Aufsatz in der Schweiz. Wasserwirtsch. Nr. 21—22.

1028. Die Haftung des Unternehmers für Verunreinigungen von Wasserläufen. Von Rechtsanwalt Dr. Werneberg, Berlin. Die Wasserkraft 1921, Nr. 20, S. 284—286.

b) Flußbau, Seebau, Hafenbau, Kanalbau, Schleusenbau.

1029. Wasserkraftstraße Rhein—Main—Donau und Strombezug aus Bayern. Von F. Heigl. Die Wasserkraft 1921, Nr. 19, S. 263. Der Ausbau der Wasserkraftstraße ergibt 400 000 PS oder 2½ Milliarden kWSt., so daß Bayern, Baden, Württemberg, Hessen, Thüringen und Sachsen mit Strom versorgt werden könnten. Preis einer kWSt. voraussichtlich 60 Pfennig.

1030. Über die Anwendung der Elektrizität im Hafen- und Wasserbau. Die Wasserkraft 1921, Nr. 19, S. 255—258, 5 Abb. Schleusen der Hafenanlage bei Leer.

1031. Zur Eisenbahnausrüstung von Häfen. Von Geh. Baurat, Prof. Hirsch, Aachen. Verkehrstechn. Woche 1921, Nr. 26, 27, 29, 8 S. Hafenbahnhöfe, Kaigleise, Kipper, Straßenkreuzungen.

c) Wehre, Talsperren, Wildbachverbauungen, Wasserkraftanlagen, Bewässerungen usw.

1032. Neuere süddeutsche Wehranlagen. Die Wasserkraft 1921, Nr. 20, S. 270—75, 9 Abb. Beschreibung einiger Walzenwehre und Doppelschützen der M. A. N.

1033. Einiges über die Anwendung des Dachwehres bei Wasserkraftanlagen und über die Frage der Kolkabwehr. Von Ing. Läufer, Wien. Die Wasserkraft 1921, Nr. 20, S. 281—84, 2 Abb. Wirkungsweise des Dachwehres (Fa. Huber u. Lutz, Zürich) und Kolkabwehrtafeln der Fa. Pfletschinger u. Co., Wien, die auch zur Unterfangung unterwaschener Fundamente dienen.

1034. Der Wasserabfluß bei Zylinderschützen Von Reg.- und Baurat Dr.-Ing. Winkel, Eberswalde. Die Wasserkraft 1921, Nr. 20, S. 288. Berechnung des Wasserabflusses .

1035. Das Gefüge der Staudämme. Von Geh. Baurat Graevell. Die Wasserkraft 1921, Nr. 20, S. 276—81. Material der Erdstaudämme, Herstellung (Spülverfahren), Abdichtung.

1036. Der spezifische Laufraddurchmesser. Von Prof. Dr. Baudisch, Wien. Die Wasserkraft 1921, Nr. 19, S. 254. Erklärung und Zahlenangaben für verschiedene Turbinenarten.

1037. Esibe-Regelung von Wasserturbinen. Z. d. V. D. I. 1921, Nr. 42, S. 1086, ¼ S. Regelung der Leistung bei verminderter Belastung durch Wasserabfluß in einer Zweigleitung.

Erdbau, Tunnelbau und Bergbau.

— — — —

Straßenbau.

1038. Pflasterung mit Schlackensteinen und Zement. Zement 1921, Nr. 40, S. 502. Versuchsstrecke in der Stadt Lyon. Bessemer Schlackensteine auf 10 cm starker Kalkbetonschicht und mit Betonüberzug. Nach einem Jahre bei starkem Verkehr sehr gut bewährt.

Vgl. auch Nr. **1011.**

Eisenbahnbau und -Betrieb.

1039. Verlängerung der Lebensdauer hölzerner Eisenbahnschwellen. Von Oberbaurat Prof. Findeis, Wien. Organ für die Fortschritte des Eisenbahnwesens 1921, Nr. 16, S. 161. Ausfüllen von Löchern und Rissen, wenn die Befestigungsmittel nicht mehr halten, durch eine Kittmasse Muckrosit.

1040. Die selbsttätige Signalanlage der Berliner Hoch- und Untergrundbahn nebst einigen Vorläufern. Ztg. d. Ver. Deutscher Eisenbahnverw. 1921, Nr. 25, 26, 8 S. 6 Abb. Auszug aus dem gleichnamigen Buche von Geh. Baurat Dr.-Ing. Kemmann.

1041. Die Zunahme des Fahrwiderstandes durch unvollkommene Unterhaltung der Fahrzeuge. Von Oberbaurat Prof. Dr. techn. Sanzin, Wien. Verkehrstechnik 1921, Nr. 28. Erhöhung von 20 bis 40 vH durch minderwertige Schmiermittel, weniger geeignete Lagermetalle und unvolkommene Instandhaltung.

1042. Wagemangel und Überwachung des Wagenumlaufs. Von Reg.-Rat Schröter, Berlin. Ztg. d. V. D. Eisenbahnverwaltungen 1921, Nr. 41, S. 751—56. Vorschläge zur statistischen Ermittlung der Umlaufverzögerungen zwecks Abhilfsmaßnahmen.

1043. Zur Berechnung der Fahrpläne, Genauigkeitswert, Spitzenverfahren. Von Geh. Baurat Geibel, Mainz. Verkehrstechn. Woche 1921, Nr. 40, 2 S. 2 Abb.

1044. Die Kosten der Stückgutumladung. Von Reg.-Rat Dr.-Ing. Steuernagel, Berlin. Verkehrstechn. Woche 1921, Nr. 39/40, 2 S.

1045. Über die Störungen in Schwachstromleitungen durch den elektrischen Betrieb mit Einphasenstrom auf der S. S. B.-Strecke Bern—Thun. Von H. Schuler, Elektroingenieur, Bern. Schweizer. Bztg. 1921, Nr. 15 u. 16, 8 S., 13 Abb.

1046. Das neue englische Eisenbahngesetz. Von Geh.-Regierungsrat Wernekke, Zehlendorf. Verkehrstechnik 1921, Nr. 28, 2 S. Besprechung der Grundlagen (Bildung von vier Gruppen. Wettbewerb dieser untereinander. Tarifpolitik, Arbeiterfrage).

1047. Vorbildliches im amerikanischen Eisenbahngüterverkehr. Von Dr. E. Schultze, Leipzig. Verkehrstechnik 1921, Nr. 28, 1 Seite. Durchschnittliches Ladegewicht in den Vereinigten Staaten 1902 28 t, 1910 35 t, 1919 40,6 t. Gesamtladegewicht 31. Dezember 1919 88,90 Mill. Tonnen. Gesamte Güterwagenzahl 2,16 Millionen.

Eisenbetonbau.

(Eisenbetonbrücken siehe unter Brückenbau!)

1048. Schornsteine aus Eisenbeton. Baumarkt 1921, Nr. 42, S. 724. Mitteilung des Deutschen Betonvereins über Bauweise, Ausfütterung usw.

1049. Kohlenförderanlage in Eisenbeton. Von Dipl.-Ing. Burghardt, Berlin. Beton und Eisen 1921, Nr. 16, S. 177—178, 7 Abb. Silo von 80 cbm und 20 cbm Inhalt.

Vgl. auch Nr. **1023.**

Eisenbau.

(Eiserne Brücken siehe unter Brückenbau!)

Holzbau.

Vgl. auch Nr. **1014.**

Städtebau und städtischer Tiefbau.

1050. Beiträge zur Berechnung von Rückhaltebecken bei Städtekanalisationen. Von Dipl.-Ing. Jeschke. Der städtische Tiefbau 1921, N 17—19. 16 S., 13 Abb. Vollständiger Berechnungsgang für die Größe eines Rückhaltebeckens zum Ausgleich der wechselnden Abflüsse in Kanalnetzen und Aufzählung aller einschl. Literatur.

1051. Abwasserverwertung. Die Wasserkraft 1921, Nr. 19, S. 264/65. Auszug aus einem Vortrag des Domänenrats Kreuz-Dülmen. Vorschlag zur großzügigen Anlage von Rieselfeldern auf Grund sehr guter wirtschaftlicher Ergebnisse ausgeführter Anlagen. Grundsatz: Auf 1 ha kommen die Abwässer von 50—100 Einwohnern. Bildung von Wassergenossenschaften.

1052. Beiträge zur Tarifbildung der Nahverkehrsmittel. Von Reg.-Baumst. Dr.-Ing. Hasse. Verkehrstechn. Woche 1921, Nr. 41, S. 329/30. Bedeutung der verschiedenen Einteilungsgesichtspunkte, wie Tagesstunde, Wochentag, Streckenlänge usw.

1053. Rheinische Siedlungswoche. Von Arch. Karl Matthies. Tonind.-Ztg. 1921, Nr. 117, 2 Seiten. Kurze Besprechung der Ausstellung.

1054. Technische Schwierigkeiten für die Straßenbahnen in Amsterdam. Von Dir. van Putten, Amsterdam. Verkehrstechnik 1921, Nr. 29, S. 461—64, 6 Abb. Darstellung der Bodenverhältnisse (kein tragfähiger Baugrund, Grundwasser 1 m unter Straßenoberfläche) und der dadurch bedingten Maßnahmen.

1055. Die städtebaulichen Probleme von Groß-Paris. Von Nils Hammerstrand, Paris. Zeitschr. d. österr. Ing.- und Arch.-Vereins 1921, Heft 40/41, S. 253—56. Ergebnisse der Stadterweiterungskonkurrenz. Das Wohnungsproblem. Das Problem der Grünflächen.

Vgl. auch Nr. 1021.

Kunst im Ingenieurwesen. — Wirtschaftliches. — Personalnachrichten. — Vereinsnachrichten. — Standesvertretung. — Sonstiges.

1056. Anteil der Baustoffe und Löhne an den Gesamtbaukosten. Aus der Denkschrift des sächsischen Landeswohnungsamtes. Tonind.-Ztg. 1921, Nr. 123, S. 1100. Rohstoffe 21 vH, Löhne auf Baustelle 30—35 vH.

1057. Die Zusammenschlußbewegung in der Deutschen Großindustrie. Von Reg.-Baumstr. Baumann, Weißenfels. Verkehrstechn. Woche 1921, Nr. 26, 27, 5 Seiten. Stinnes-, Klöckner-, Thyssen-, Haniel-, Stumm-Konzern.

1058. Kapital und Arbeit. Geh. Kommerzienrat Deutsch, Berlin. Baumarkt 1921, Nr. 42, S. 714. Verhältnis des Einkommens von Angestellten und Arbeitern zu der Kapitalverzinsung vor dem Kriege 87 vH : 13 vH, jetzt 96 vH : 4 vH.

1059. Steuerfreie Erneuerungsrücklagen. Von Dr. Brönner. Tonind.-Ztg. 1921, Nr. 122, S. 1091/92. Ausführungen und Beispiele zu § 59 a der Reichseinkommensteuernovelle und der Ausführungsverordnung des Reichsfinanzministers vom 25. Juli 1921.

1060. Die Gewerbesteuer. Von Dr. Brönner. Tonind.-Ztg. 1921, Nr. 118, 1 Seite. Kurze Erläuterung.

1061. Grundsätze und Richtlinien beim technischen Arbeiten. Von Obering. Gregor, Berlin. Der Industriebau 1921, Nr. 6, 8, 9, 14 S., 40 Abb. Anregungen zum wirtschaftlichen, geistigen Arbeiten bei Ingenieuren.

1062. Der Schiffsverkehr Antwerpens. Verkehrstechnik 1921, Nr. 28, 2. Seiten. Vergleich mit Rotterdam. Folgen der Valuta. Bedeutung des deutschen Hinterlandes.

1063. Hauptversammlung der Hafenbautechn. Gesellschaft in Mannheim. Von Reg.-Baumstr. Neuffer, Mannheim. Zentralbl. d. Bauverwltg. 1921, Nr. 80, 3 S., Werft u. Reederei, Nr. 19, 6 Seiten. Auszug aus den gehaltenen Vorträgen: Die Häfen als Vermittler der Zusammenarbeit von Schiffahrt und Eisenbahn. — Die südwestdeutschen Wasserstraßen und ihre Hafenanlagen. — Die wirtschaftliche und technische Umstellung der Reichskriegshäfen.

WIRTSCHAFTLICHE MITTEILUNGEN.

Herstellung und Versendung von Portland-Zement in den Vereinigten Staaten.

Über die Herstellung und Versendung von Portland-Zement in den Vereinigten Staaten für die ersten 6 Monate dieses Jahres veröffentlicht „Cement News" Nr. 8, erstmalig Zahlen auf Grund von Angaben der einzelnen Werke. Monatliche Ausweise sollen folgen.

Monat	Herstellung	Verladung	Auf Lager
Januar	4 098 000	2 539 000	10 300 000
Februar	4 379 000	3 331 000	11 400 000
März	6 763 000	6 221 000	12 000 000
April	8 651 000	7 919 000	12 600 000
Mai	9 281 000	9 488 000	12 450 000
Juni	9 296 000	10 577 000	11 150 000
Zusammen	42 468 000	40 075 000	—

Das sind etwa 94% der Mengen in der entsprechenden Zeit des Vorjahres. Die Zahlen bedeuten Barrels, Fässer von rund 1/7 cbm Inhalt, also etwa 280 kg Gewicht. Gl.

Ein Preisausschreiben zur Erlangung von Entwürfen für farbige Fußbodenbeläge

schreiben soeben die Vereinigten Mosaik- u. Wandplattenwerke A. G. (Friedland-Sinzig-Ehrang) mit Direktionssitz in Sinzig a. Rhein aus; es kommen Preise in der Gesamthöhe von 10 000 ℳ zur Verteilung.

Das Preisgericht setzt sich zusammen aus den Herren:

Architekt Professor Hans Poelzig, Charlottenburg-Wildpark,
Architekt Professor Wilhelm Kreis, Düsseldorf, Stadtbaudirektor,
Fritz Schuhmacher, Cöln a. Rhein,
Architekt Professor Carl Sattler, München,
Direktor C. Reinicke } der Mosaik- u. Wandplattenwerke
Direktor M. Gotthardt } A. G. (Friedland-Sinzig-Ehrang) u.
Wirklicher Rat Professor Emmerich in München.

Der Einlieferungstermin ist auf den 1. Januar 1922 festgesetzt; die näheren Bedingungen des Preisausschreibens sind von dem genannten Werk in Sinzig a. Rhein kostenlos erhältlich.

PATENTBERICHT.

A. Angemeldete Patente.

Bekanntgemasht im Reichsanzeiger vom 1. Sept. 1921.

Kl. 20 i, Gr. 11. U. 7 338. Otto Uebel, Berlin-Pankow, Kavalierstraße 11. Betriebsstromüberwachung elektrischer Antriebe für Signale. 23. XII. 20.

Kl. 37 e, Gr. 8. K 69 609. F. W. Seip jr., Schalksmühle i. W. Gerüstverbinder. 22. VII. 19.

Kl. 65 a, Gr. 3. D 69 490. Charles Van Driessche, Gent; Vertr.: C. Fehlert, G. Loubier, F. Harmsen, E. Meißner, Pat.-Anwälte, Berlin SW 61. Betonschiff. 15. IV. 21.

Kl. 80 b, Gr. 12. F 46 428. Arno Frohberg, Löhnberg, Lahn, Nassau. Verfahren zur Herstellung von Formstücken aus mit Sulfitzellstoffablauge angemachtem Lehmbrei. 11. III. 20.

Kl. 84 b, Gr. 1. Sch 60 375. Bruno Schulz, Berlin-Grunewaldl, Joseph-Joachim-Str. 36 a. Sparschleuse mit Heberbetrieb. 6. I. 21.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 5. Sept. 1921.

Kl. 19 a, Gr. 28. M 69 019. Maschinenfabrik Hasenclever Akt.-Ges., Düsseldorf. Verfahren zum Verrücken von Gleisen. 19. IV. 20.

Kl. 19 a, Gr. 29. W 53 565. Dr. Walter Waffenschmidt, Karlsruhe, Beethovenstr. 7. Dreiteiliges Meßgerät zur Bestimmung der Pfeilhöhe in Gleiskurven. 9. X. 19.

Kl. 37 b, Gr. 2. H 66 382. Rudolf Höfler, Mödling b. Wien u. Sigmund Renyi, Wien; Vertr.: Pat.-Anw. Dr. R. Wirth, C. Weihe, Dr. H. Weil, Frankfurt a. M., u. T. R. Koehnhorn, Berlin SW 11, Papierener Baukörper. 11. V. 14.

Kl. 42 c, Gr. 4. B 95 217. Barr & Stroud Limited, Glasgow, Engl.; Vertr.: Dr. Alfred Zehden, Pat.-Anw., Berlin SW 61. Feldmeßgerät mit lotrecht einstellbarer Fernrohrachse. 19. 7. 20. England 28. VII. 19.

Kl. 65 b, Gr. 2. W 55 964. David Edward Williams, Cleveland, V. St. A.; Vertr.: E. Lamberts, Pat.-Anw., Berlin SW 61. Trockendock. 14. VIII. 20.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 8. Sept. 1921.

Kl. 5 b, Gr. 12. R 50 764. A. Riebecksche Montanwerke Akt.-Ges., Halle a. S., und Paul Pfeiffer, Gröben. Abbauverfahren mit Spülversatz zur Gewinnung von mächtigen flach gelagerten Flözen, vornehmlich im Braunkohlenbergbau. 24. VII. 20.

Kl. 5 c, Gr. 4. H 77 736. Josef Halfen, Düsseldorf, Engerstrase 5. Verbindungshülse für hölzerne Grubenstempel. 22. VII. 19.

Kl. 65 a, Gr. 58. S 49 426. Signal-Gesellschaft m. b. H., Kiel. Signaleinrichtung für durch Wechselstrom führende Kabel kenntlich gemachte Wasserfahrstraßen. 27. XII. 18.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 12. Sept. 1921.

Kl. 5 b, Gr. 8. B 97 072. August Brückner, Castrop i. W. Nachgiebige Spannsäule. 27. XI. 20.

Kl. 19 a, Gr, 11. P 37 679. Jean Pira, Sclessin-Lüttich, Vertr.: R. H. Korn, Pat.-Anw., Berlin SW 11. Unterlegplatte, zur Befestigung von Schienen auf ungelochten Metallschwellen. 17. IV. 19. Belgien 14. III. 17, 30. X. 17, 12. IV. 18.

Kl. 65 a, Gr. 53. S 56 459. Siemens-Schuckertwerke, G. m. b. H. Siemensstadtt b. Berlin. Schleppmaschine für Wassereisenbahnen. 19. V. 21.

Kl. 65 a, Gr. 58. S 49 358. Siemens & Halske Akt.-Ges., Siemensstadt bei Berlin. Vorrichtung zum Steuern von Schiffen nach einer im Fahrwasser verlegten Leitung. 16. XII. 18.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 15. Sept. 1921.

Kl. 37 b, Gr. 2. G 46 273. Dr. A. Guttmann, Breite Str. 27, und Wilhelm Schütz, Schloßstr. 19, Düsseldorf. Durch Gießen hergestellter Bauteil aus Hochofenschlacke mit Eisenbewehrung. 13. II. 18.

Kl. 37 b, Gr. 2. G 47 610. Wilhelm Schütz, Schloßstr. 19, u. Dr. A. Guttmann, Breite Str. 27, Düsseldorf. Bauteil aus Schlacke; Zus. z. Anm. G 46 273. 10 I. 19.

Kl. 37 b, Gr. 3. Sch 56 990. Arthur Schmidt, Guxhagen, Kr. Melsungen. Knotenpunktausbildung hölzerner Fachwerkträger. 28. XI. 19.

Kl. 65 a, Gr. 53. S 55 651. Siemens-Schuckertwerke G. m. b. H., Siemensstadt bei Berlin. Anpreßvorrichtung für das Fahrwerk einer einschienigen Wassereisenbahn. 19. II. 21.

Kl. 65 a, Gr. 58. S 49 364. Siemens & Halske Akt.-Ges., Siemensstadt bei Berlin. Empfängeranordnung zum elektrischen Kenntlichmachen von Schiffahrtstraßen. 18. XII. 18.

Kl. 80 a, Gr. 33. N 18 143. Ella Neuenschwander, geb. Markmann, Neumünster i. H. Verfahren und Vorrichtung zur Herstellung von Betonrohren mit glatter Innenfläche; Zus. z. Anm. N 17 778. 10. IX. 19.

Kl. 84 d, Gr. 4. F 44 795. Dipl.-Ing. Otto Frühling u. Kurt Frühling, Braunschweig, Löwenwall 14. Freifahrender Saugbagger mit Bodenzerkleinerungsvorrichtung vor dem Saugkopf. 26. VI. 19.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 19. Sept. 1921.

Kl. 20 i, Gr. 31. S 52 871. Siemens & Halske Akt.-Ges., Siemensstadt bei Berlin. Schienendurchbiegungskontakt mit Flüssigkeitswirkung, 23. IV. 20.

Kl. 37 f, Gr. 8. M 70 548. Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg A.-G. Nürnberg. Gegen Wärmedehnung und dgl. nachgiebige Stützung für drehbare Luftschiffhallen. 27. VIII. 20.

Kl. 42 a, Gr. 10. K 70 975. Theodor Kovács, Budapest, Vertr.: Dr. G. Döllner, M. Seiler und E. Maemecke, Pat.-Anw., Berlin SW 61. Schreibfederartige Ausziehfeder, insbesondere für Füllhalter. 20. XI. 19. Ungarn 22. IV. 17.

Kl. 65 a, Gr. 3. M 73 567. Mindener Eisenbeton-Werft A.-G. „Mewag", Minden i. W. Außenhaut von Eisenbetonschiffen. 25. IV. 21.

Kl. 80 a, Gr. 59. N 17 604. Marius Nielsen, Baumaterialien-Maschinen-Kom.-Ges., Eilenburg b. Leipzig. Verfahren und Vorrichtung zur Herstellung von großflächigen, dünnwandigen Gegenständen aus Sand mit einem Bindemittel. 11. XI. 18.

Kl. 80 h, Gr. 2. J 21 212. Julius Joachim, Schicklerstr. 7, und Johannes Schulte, Konstanzer Str. 64, Berlin. Verfahren und Vorrichtung zum Löschen von Kalk in einer Trommel. 4. II. 21.

B. Erteilte Patente.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 5. Sept. 1921.

Kl. 5 d, Gr. 8. 341 928. Joseph Choppinet, Brüssel, Gustave Gillon, Löwen, und Viktor Detaye, Forest b. Brüssel; Vertr.: E. Peitz u. Dipl.-Ing. W. Massohn, Pat.-Anw., Berlin SW 68. Vorrichtung zur Bestimmung der Ablenkung von Bohrlöchern. 30. IV. 20. C 29 029. Belgien 23. IV. 19.

Kl. 5 d, Gr. 8. 341 929. Gesellschaft für nautische Instrumente m. b. H. Kiel, u. Schachtbau Thyssen G. m. b. H., Mülheim, Ruhr. Gerät zur Messung der Abweichung von Bohrlöchern von der Senkrechten. 9. V. 20. G 50 933.

Kl. 20 h, Gr. 5. 341 977. Jaroslav Skorkovsky, Prag, Vertr.: Dipl.-Ing. St. Glowacki, Pat.-Anw., Berlin SW 61. Gleisbremse für Eisenbahnwagen. 3. 6. 20. S 53 262. Österreich 6. VII. 14.

Kl. 20 h, Gr. 5. 341 978. Bruno Schubert, Würzburg, Semmelstraße 79. Bremsschuh für Eisenbahnfahrzeuge. 30. IX. 20. Sch. 59 466.

Kl. 20 i, Gr. 11. 342 022. Fa. Johann Kremenezky, Wien; Vertr.: H. Licht, Pat.-Anw., Berlin SW 11. Elektrische Beleuchtungsanlage für Weichen- u. ähnliche Signale unter Verwendung von Glühlampen. 27. V. 20. K 73 161. Österreich 9. VI. 16.

Kl. 20 i, Gr. 35. 342 023. Gesellschaft für drahtlose Telegraphie m. b. H. Berlin, u. Dr. Hermann Gewecke, Nowawes, Heimdahlstr. 9. Signalvorrichtung für Lokomotiven u. dgl. 5. 2. 19. G 47 717.

Kl. 20 i, Gr. 41. 342 137. Johann Kelterbaum, Ellefeld, Vogtl. Vorrichtung zum Anzeigen des Überfahrens eines Haltsignales. 31. X. 20. K 74 901.

Kl. 37 b, Gr. 3. 341 945. Heinrich Schmetz, Altenessen, Altenessener Str. 259. Betonsäule für Hohlwände; Zus. z. Pat. 325 256. 16. XI. 20. Sch. 59 933.

Kl. 37 b, Gr. 3. 341 982. Emil Prüß, Berlin-Johannisthal, Sternplatz 6. Betonstütze. 25. VI. 19. P. 37 960.

Kl. 37 b, Gr. 3. 341 983. André Voisin, Le Boucau u. Antoine Pierre Vernholes, Abesses par St. Paulles Dax; Vertr.: R. H. Korn, Pat.-Anw., Berlin SW 11. Zerlegbarer Mastfuß aus Eisenbetonteilen. 1. V. 20. V 15 508.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 12. Sept. 1921.

Kl. 5 a, Gr. 4. 342 498. Georg Pape, Kiel, Kieler Str. 21. Rohrschneider für Tiefbohrlöcher. 19. V. 20. P 39 852.

Kl. 19 a, Gr. 11. 342 279. Dipl.-Ing. Hans Lenz, Stettin, Gartenstr. 6. Befestigung der Leitschiene in Krümmungen. 8. VI. 20. L 50 632.

Kl. 19 a, Gr. 11. 342 509. Friedrich Sommer, Rendsburg, Holstenstr. 2. Schienenbefestigung mittels Klaue und Keil. 27. II. 20. S 52 395.

Kl. 19 a, Gr. 21. 342 280. Société Anonyme D'Ougrée Marihaye, Ougrée b. Lüttich; Vertr.: R. H. Korn, Pat.-Anw., Berlin, SW 11. Spurhalter für Straßenbahnschienen. 9. VIII. 19. S 50 766. Belgien 10. XII. 15.

Kl. 10 a, Gr. 28. 342 510. Stephan, Fröhlich & Klüpfel, Scharley, O.-Schl. Gleisrückmaschine zum Verrücken eines Gleises (Hauptgleises) mittels eines auf einem Hilfsgleise beweglichen, mit Druckstange ausgerüsteten Fahrzeugs; Zus. z. Pat. 334 557. 6. III. 18. St 31 049.

Kl. 20 i, Gr. 11. 342 347. Siemens & Halske Akt.-Ges., Siemensstadt bei Berlin. Elektrische Signalflügelsperre. 17. XII. 19. S 51 778.

Kl. 37 b, Gr. 3. 342 158. Deutsch-Luxemburgische Bergwerks- und Hütten-A.-G., Dortmund. Starrer Hängewerksbinder für Brücken, Hallen o. dgl. 25. III. 20. D 37 355.

Kl. 37 b, Gr. 3. 342 433. Adam Gaebelein, Karlsruhe i. B., Herrenstraße 12. Eisenbetonmastfuß. 15. II. 21. G 53 085.

Kl. 80 b, Gr. 12. 342 403. Dr. Plönnis & Co., Berlin-Friedenau. Verfahren der Herstellung von ungebrannten Baustoffen. 6. IX. 19. P 38 369.

Kl. 80 b, Gr. 19. 342 404. Fober Fréres, Ganshoren b. Brüssel; Vertr.: F. Schwenterley, Pat.-Anw., Berlin SW 11. Verfahren, Beton oder Zementmörtel wasserdicht zu machen. 24. III. 14. F 38 507. Belgien 20. XII. 13.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 19. Sept. 1921.

Kl. 5 a, Gr. 4. 342 619. Paul Zirzow, Berlin-Schöneberg, Koburger Straße 9. Bohrrohrverbindung und Verfahren zum Verrohren von Tiefbohrungen. 7. II. 20. Z. 11 365.

Kl. 20 g, Gr. 1. 342 626. Buß Akt.-Ges., Basel; Vertr.: O. Siedentopf, Dipl.-Ing. W. Fritze und Dipl.-Ing. G. Bertram, Pat.-Anwälte, Berlin SW 61. Drehscheibe. 13. VI. 20. B 94 505. Schweiz 16. VI. 19.

Kl. 20 i, Gr. 4. 342 511. Adolf Stauß, Bahnhof Dortmunderfeld u. Fritz Hesse, Saarbrücken, Petersbergstr. 23. Selbsttätige Weichenschmierung. 23. XI. 20. St 33 818.

Kl. 20 i, Gr. 11. 342 512. Siemens & Halske Akt.-Ges., Siemensstadt bei Berlin. Schaltung für elektrische Weichenstellwerke. 16. IX. 20. S 54 225.

Kl. 20 i, Gr. 35. 342 513. The National Safety Appliance Co., San Francisco, Cal. Vertr.: F. A. Hoppen, Pat.-Anw., Berlin SW 68. Anordnung zur Überwachung und Veränderung des Feldes eines permanenten Magneten, insbesondere für Übermittlung von Signalen auf fahrende Züge. 21. II. 20. N 18 591.

Kl. 20 i, Gr. 38. 342 514. Siemens & Halske Akt.-Ges., Siemensstadt bei Berlin. Elektrische Zugsicherungsanlage; Zus. z. Pat. 341 524. 29. VII. 20.. S 53 846.

Kl. 37 f, Gr. 3. 342 838. Dampfkessel- und Gasometer-Fabrik A.-G., vorm. A. Wilke & Co., Braunschweig. Doppelwandiger Behälter zum Aufbewahren von Flüssigkeiten, bestehend aus einem äußeren Beton- oder Eisenbeton und einem inneren Blechmantef. 28. VIII. 18. Z. 10 573.

Kl. 42 c, Gr. 9 342 655. Alexander Lippisch, Lindau a. B.-Aeschach Gelände- und Schichtlinienzeichner.. 24. VII. 20. L 51 037.

Kl. 42 c, Gr.. 10. 342 752. Max Stier, Radebeul, Bahnhofstr. 25. Lotwage an Meßlatten für Längenmessungen. 12. II. 21. St 34 126.

Kl. 42 c, Gr. 11. 342 656. Francisco Rived, Madrid, Spanien, Vertr.: Dr. C. Schmidtlein, Pat.-Anw., Berlin SW 11. Vorrichtung zum Messen der durch gespannte Seile festgelegten Winkel. 23. XI. 17. R 45 182. Spanien 14. III. 17.

Kl. 80 b, Gr. 1. 342 593. Wilhelm Buchholz, Trier, Hommerstr. 32. Verfahren zur Herstellung und Verarbeitung einer leichten Stampfmasse. 16. X. 20. B 97 378.

Kl. 80 b, Gr. 1. 342 716. Francis David Mulligan, Belfast, Irland, Vertr.: H. Springmann, E. Herse u. F. Sparkuhle, Pat.-Anwälte, Berlin SW 61. Verfahren zum Wasserdichtmachen von Zement. 16. IX. 19. M. 66 825. Großbritannien 31. VII. 18.

Kl. 80 b, Gr. 5. 342 615. Ernst Link, Essen, Ruhr, Richard-Wagner-Straße 36. Verfahren zur Herstellung eines Mörtelbildners aus Hochofenschlacke. 10. VII 17. L 45 435.

BÜCHERBESPRECHUNGEN.

Der Bund angestellter Chemiker und Ingenieure (E. V. Berlin W 35, Potsdamer Str. 36) versendet eine Druckschrift: „Zur Frage des Wettbewerbverbots. Ihre einzelnen Teile umfassen: Entwicklung des geltenden Rechts, die Stellung der Gewerkschaften zur Neuordnung der Konkurrenzklausel, die Stellung und Forderungen des Bundes zur Wettbewerbsabrede. In letzterem, dem Hauptabschnitte, wurden 4 Leitsätze aufgestellt und ausführlich begründet. Die Einzelabschnitte dieser Begründung umfassen: Schädliche Auswirkungen der Konkurrenzklausel in sozialer und volkswirtschaftlicher Beziehung; berechtigte und unberechtigte Zwecke; Anwendungsgebiet der Konkurrenzklauseln; geschichtliche Entwicklung der letzteren; Form und sachlicher Umfang von Wettbewerbsabreden; die Gegenleistung; die Verzichtmöglichkeiten auf Wettbewerbsverbote und weitere Bestimmungen.

In der allgemein interessierenden Schrift werden die schädlichen Auswirkungen der Konkurrenzklauseln in sozialer und volkswirtschaftlicher Hinsicht ausführlich betont anderseits wird aber klargestellt, daß die deutsche Wirtschaft heute auf die Wettbewerbsverbote der technischen Angestellten nicht verzichten kann, so daß diese hier im Interesse der Allgemeinheit ein Opfer zu bringen haben. Aus den Ausführungen ergibt sich als Schlußfolgerung und Hauptforderung: keine Karenz ohne vollwertige Gegenleistung. Ausführlich werden Anwendungsgebiet, gesetzliche Einschränkung, Form und Umfang von Wettbewerbsabreden, alles im Vergleich zu dem geltenden öffentlichen Recht gewürdigt. Auch die rechtlichen Möglichkeiten, auf Wettbewerbsverbote gänzlich zu verzichten, und das geistige Eigentum auf anderem Wege zu sichern, werden einer sachgemäßen Prüfung unterworfen.

Die Denkschrift, die die Stellung der in der Industrie beschäftigten Ingenieure zu dieser außerordentlich wichtigen Frage kennzeichnet, liegt bereits den zuständigen Stellen vor, da die Regelung dieser Frage schon in nächster Zeit die gesetzgebenden Körperschaften beschäftigen wird. Sie ist von der oben genannten Geschäftsstelle zu beziehen. M. F.

Die deutsche Not im Lichte der Währungstheorie. Von Karl Elster. Verlag von Gustav Fischer, Jena 1921. Preis 16 M.

Verfasser läßt seiner systematischen Abhandlung „Die Seele des Geldes" in vorliegenden 124 Seiten einen Neudruck bereits veröffentlichter kleinerer Abhandlungen folgen, die meistens, gut geschrieben, nicht allzusehr merken lassen, daß eine organische Miteinander-Verknüpfung besser gewesen wäre. Aber auch so wird der Zweck der Aufklärung gut erfüllt; ein Anhänger freilich des zitierten Goetheschen Wortes, wonach Anschauung alles, hätte zur Illustration mehr konkretes Material bieten können. Nach Elsters richtiger Zusammenfassung ist die deutsche Not Finanznot und Währungsnot. „Wir haben wohl den dringendsten Anlaß, darüber nachzusinnen, wie die Einnahmen des Reiches, der Länder und der Gemeindeverbände den täglich wachsenden Ausgaben wieder angepaßt werden könnten", und wir kommen dabei zur Einsicht, daß Währungsnot und Finanznot nur Symptome der Wirtschaftsnot sind. Als die als Grundursache zu wertende Krankheit, die tödlich wirken kann, haben wir die Unterproduktion zu erkennen, deren Folgen die Währungs- und Finanznot sind. Deshalb gilt eine Anpassung der Produktion an den in der ganzen Volkswirtschaft zu befriedigenden Bedarf als die Hauptaufgabe. Daß das Versailler Friedensinstrument, diese zu erfüllen, uns außerordentlich erschwert, hebt E. verschiedentlich hervor. An anderen Stellen schildert er die Einflüsse des Krieges auf das Geldwesen; auch über die Zukunft äußert er begründete persönliche Anschauungen: da schon vor dem Kriege die Geldschöpfung auf Grund des diskontierten Warenwechsels Gesetz und wirtschaftlich gerechtfertigte Tatsache war, wird die Geldschöpfung auf gleicher Grundlage auch die Grundlage der zukünftigen deutschen freien Währung sein. Freilich müssen wir uns zu dieser Form erst emporarbeiten. Heute haben wir nämlich Zettelwirtschaft dadurch, daß nur zum kleineren Teil auf Grund von Warenwechseln, in gewaltigem Umf. ng dagegen auf Grund von Reichs-Finanzwechseln Geldzeichen in den Verkehr kommen. Nur bei Warenwechseln und der sie veranlassenden Geldschöpfung aber entspricht der Geldvermehrung eine Vermehrung der produzierten Güter. Die Darstellung dieser Gedankengänge mit den erwähnten könnte, wie hervorgehoben, systematischer verbunden sein. Aber auch so bietet die Schrift vielerlei Anregungen — Behauptungen allerdings wie, daß Geld eine Werteinheit sei oder daß die Geldschöpfung auf Grund des diskontierten Warenwechsels auch absolute Vorzüge vor der Goldwährung der Vergangenheit habe, bedürfen noch näherer Begründung von diesem Anhänger der nominalistischen Geldlehre, der diese in manchem bereits ohne Einseitigkeit vertiefte.

Prof. Gehrig.

Rahmenformeln. Gebrauchsfertige Formeln für einhüftige, zweistielige, dreieckförmige und geschlossene Rahmen aus Eisen- oder Eisenbetonkonstruktionen nebst Anhang mit Sonderfällen teilweise und ganz eingespannter Träger von Prof. Dr.-Ing. A. Kleinlogel, Darmstadt. 273 Rahmenfälle mit 485 Abbildungen. Dritte Auflage. Verlag Wilhelm Ernst u. Sohn, Berlin. Geh. 48 M, geb. 54 M einschl. aller Teuerungszuschläge.

1914 erschien die erste, 1919 die zweite, jetzt nach weiteren 2 Jahren bereits die dritte Auflage genannten Werkes. Dieser starke Absatz beweist, daß die Formelsammlung sich den ihr gebührenden Platz immer mehr in der Praxis erobert hat und sich bestens bewährt. Nicht nur die Akademiker, sondern vor allem auch die Techniker bedienen sich ihrer mit Vorliebe infolge der durch die graphische Darstellung gewonnenen Übersichtlichkeit und Einfachheit in allen in Frage kommenden Fällen.

Die jetzt erschienene Neuauflage weist gegenüber der vorhergehenden Auflage einen Anhang mit 46 neuen nach Form und Belastung verschiedenen Fällen und 60 neuen Abbildungen auf. Vor allem sind Rahmen mit Zugbändern und der Einfluß von Temperaturänderungen berücksichtigt.

Die Ausstattung des Buches ist wieder vorzüglich und dürfte viel zu seiner Beliebtheit beitragen. Leh.

Eisenwasserbauten. Drucksache M 31 II der M. A. N.

Die M. A. N. bietet in dem 45 Seiten umfassenden Hefte eine kurze durch 61 vorzügliche Abbildungen ergänzte Beschreibung einer großen Anzahl von ihr ausgeführter modernster Wasserbauten. Von allen Arten von Wehren, von den verschiedenen Toren für Schleusen und Trockendocks, von Schwimmdocks, Schiffshebewerken, Gründungen und Druckrohrleitungen werden Bauart und Betrieb in Wort und Bild dargestellt. Leh.

Die Anfänge der Naturbeherrschung — Frühformen der Mechanik. Von Universitäts-Prof. Dr. R. Weule, Direktor des Museums für Völkerkunde in Leipzig. Stuttgart, Verlag Kosmos, Stuttgart. Preis 5,20 M.

Das kleine Werk behandelt die Uranfänge einer durch die Gesetze der Mechanik bedingten Tätigkeit bei den Urvölkern. Im besonderen wird besprochen: Die Arbeitsmöglichkeit der Menschen bei freier Hand, die Holz- und Steinzeit, das Parallelogramm der Kräfte, der Schlag (direkt und indirekt), Schneid-, Hieb- und Stichwerkzeuge, das Leitungsvermögen namentlich der Wärme, der Luftdruck, Hebel, Rolle und Windetrommel, schiefe Ebene, Keil, Schraube, das Beharrungsvermögen, Licht, Schall usw. Bei allen Einzelbesprechungen wird gezeigt, wie die Urvölker bereits von den mechanischen Gesetzen Nutzen gezogen und sie bei ihren Verrichtungen zur Anwendung gebracht haben. Die kleine volksverständlich geschriebene Abhandlung wird nicht nur von technischen Fachkreisen, sondern auch von allen denen, die für die Anfänge unserer Kultur Verständnis haben, gern und mit Gewinn gelesen werden.

M. F.

Berichtigung.

Herr Dr.-Ing. W. Müller, Regierungsbaurat im Reichsverkehrsministerium, teilt mit, daß er „Bau-" und nicht Maschinen-Ingenieur ist, wie etwa aus der Besprechung seines Buches in Heft 20 geschlossen werden könnte.

Für die Schriftleitung verantwortlich: Geheimrat Dr.-Ing. E. h. M. Foerster, Dresden. — Verlag von Julius Springer in Berlin W.
Druck von H. S. Hermann & Co., Berlin SW 19, Beuthstrasse 8.

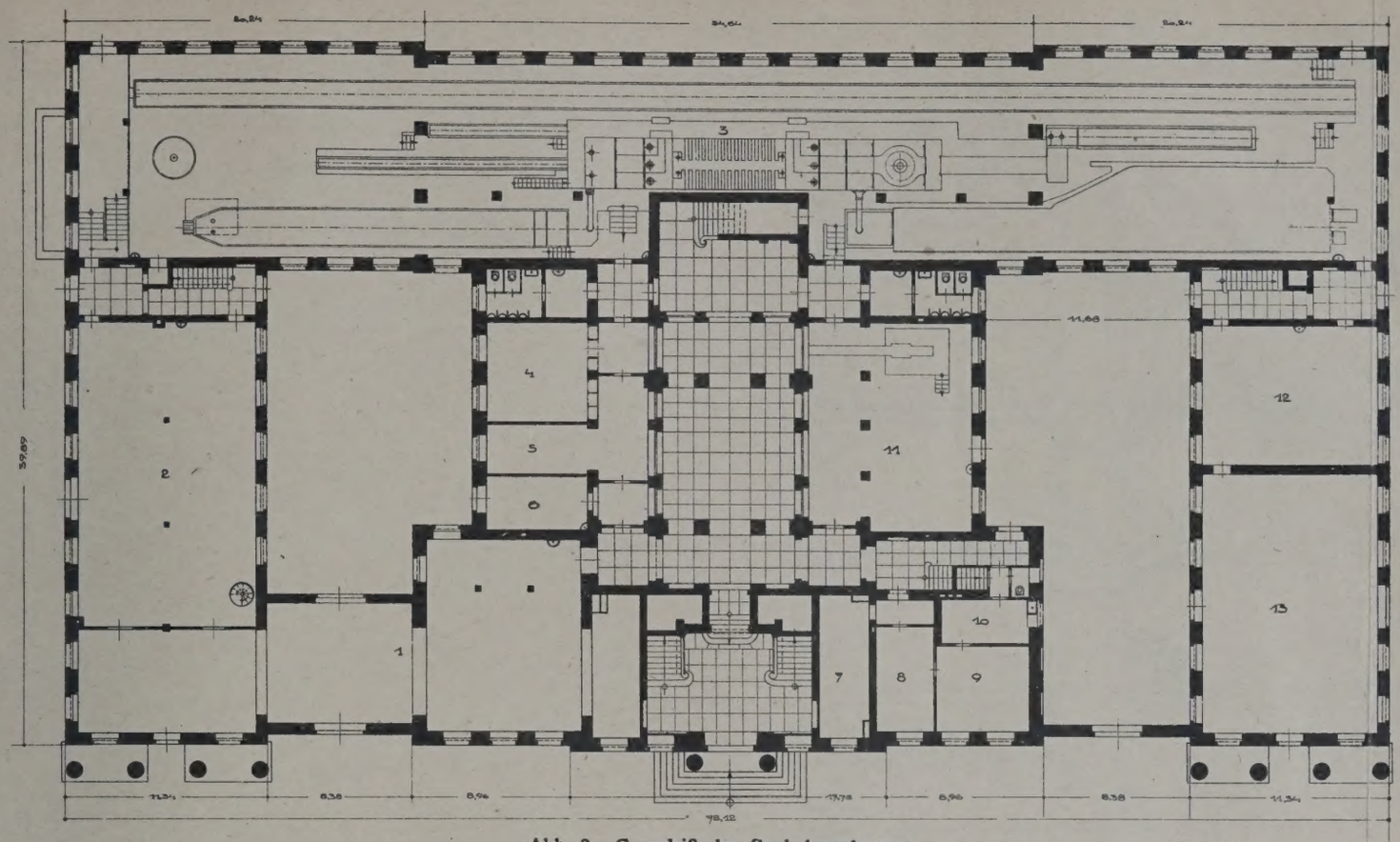


Abb. 2. Grundriß des Sockelgeschosses.

1. } Eisenbahnbau.
2. }
3. Wasserbaulaboratorium.
4. } Wasserbau.
5. }
6. Werkstatt.
7. }
8. } Zimmer } Dienstwohnung.
9. }
10. Küche }
11. Maschinenraum des Instituts für Eisenbeton.
12. Vorbereitungsraum für Eisen.
13. Maschinenhalle.

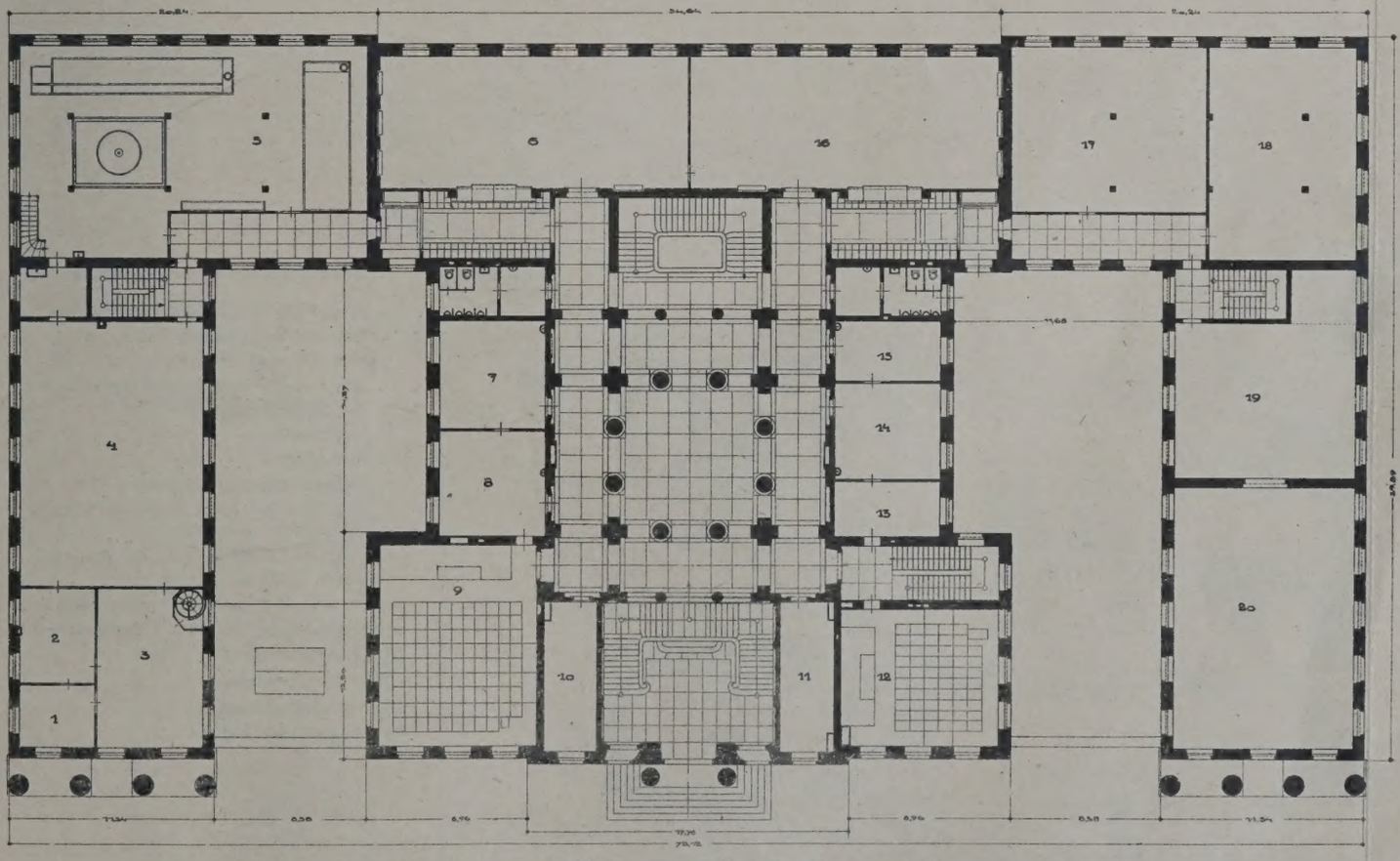


Abb. 3. Grundriß I. Stock.

1. Professor
2. Assistent
3. Seminar u. Lesezimmer
4. Sammlung
} Lehrstuhl für Eisenbahnbau.

5. u. 17. Sammlung
7. Assistent
8. Professor
} Lehrstuhl für Wasserbau.
9. u. 12. Hörsäle.
10. Dozent.

11. Diener.
13. Vorbereitungszimmer
14. Professor
15. Assistent
18. Sammlung
} Lehrstuhl für Eisenbetonbau

6. u. 16. Zeichensäle.
19. Sammlung für Statik und Brückenbau.
20. Maschinenhalle.

Sackur, Neubau der Abteilung für Bauingenieurwesen, Karlsruhe.

Photothek d. geogr. Lit

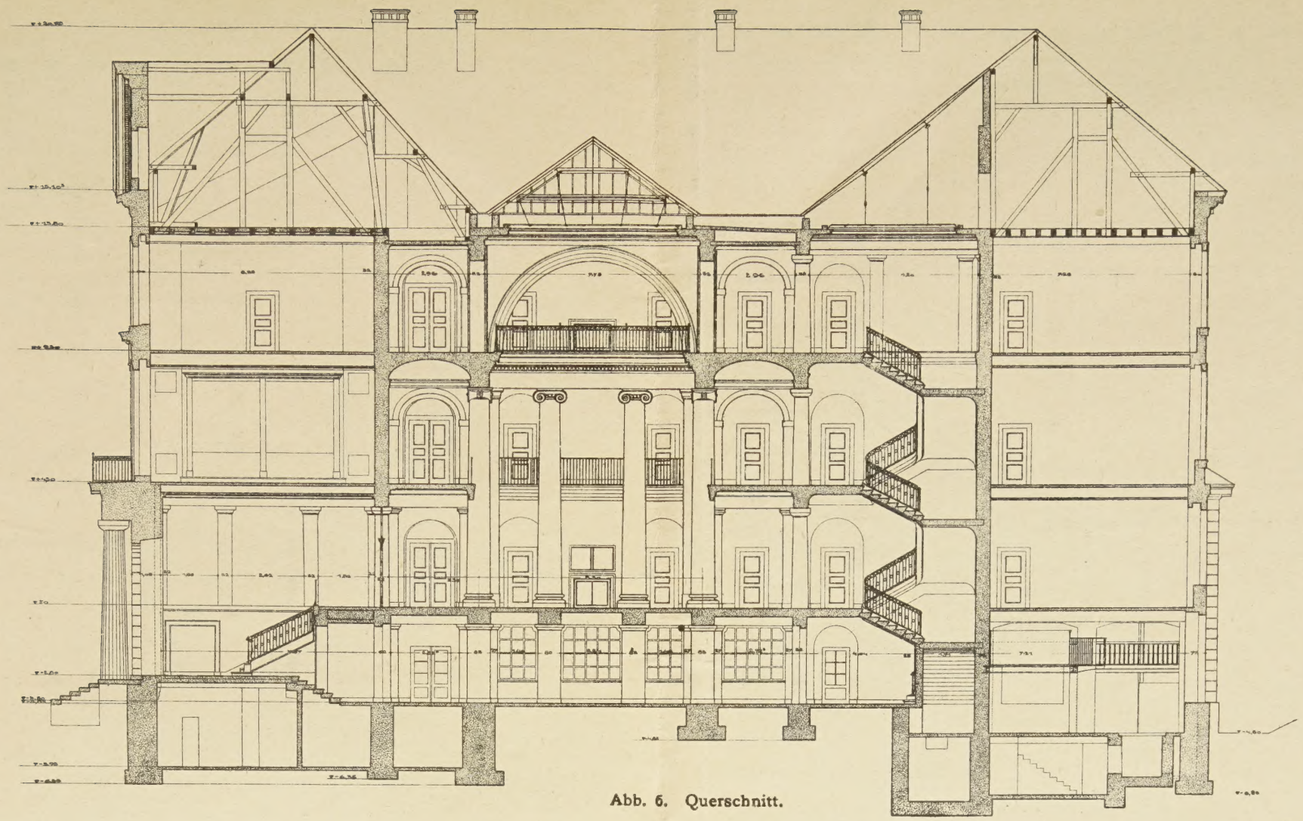


Abb. 6. Querschnitt.

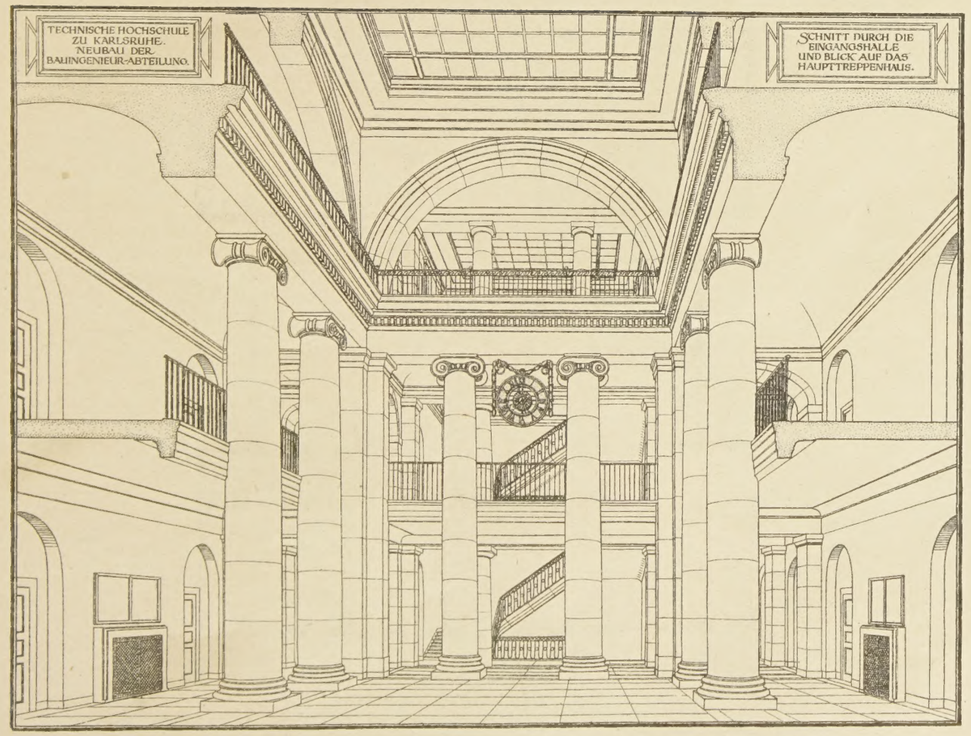


Abb. 7. Eingangshalle und Treppenhaus.

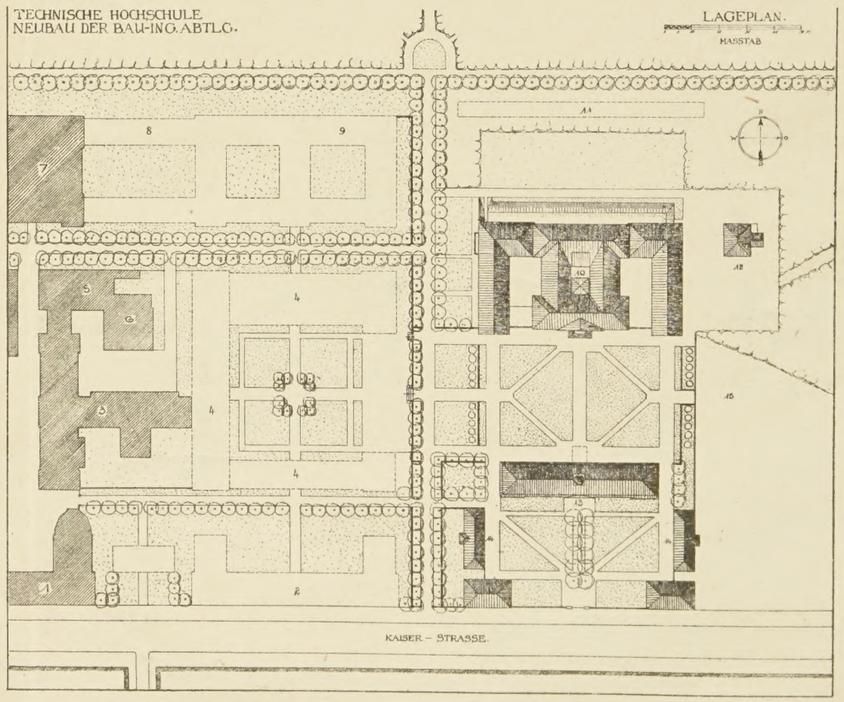


Abb. 1. Lageplan.

Bezeichnung der Gebäudeteile.

1. Hauptbau der Techn. Hochschule.
2. Bauplatz für Erweiterung.
3. Maschinenbaugebäude.
4. Bauplatz für Erweiterung des Maschinenbautechnischen Instituts.
5. Maschinenhaus.
6. Kesselhaus.
7. Elektrotechnisches Institut.
8. Bauplatz für Erweiterung des Elektrotechnischen Instituts.
9. Bauplatz für den Neubau des Physikalischen Instituts.
10. Neubau der Bauingenieurabteilung.
11. Schlepprinne für Schiffahrtsversuche.
12. Eisenbeton-Institut.
13. Verkehrsmuseum.
14. Beamtenwohnungen.
15. Botanischer Garten.

Verlag von Julius Springer in Berlin.

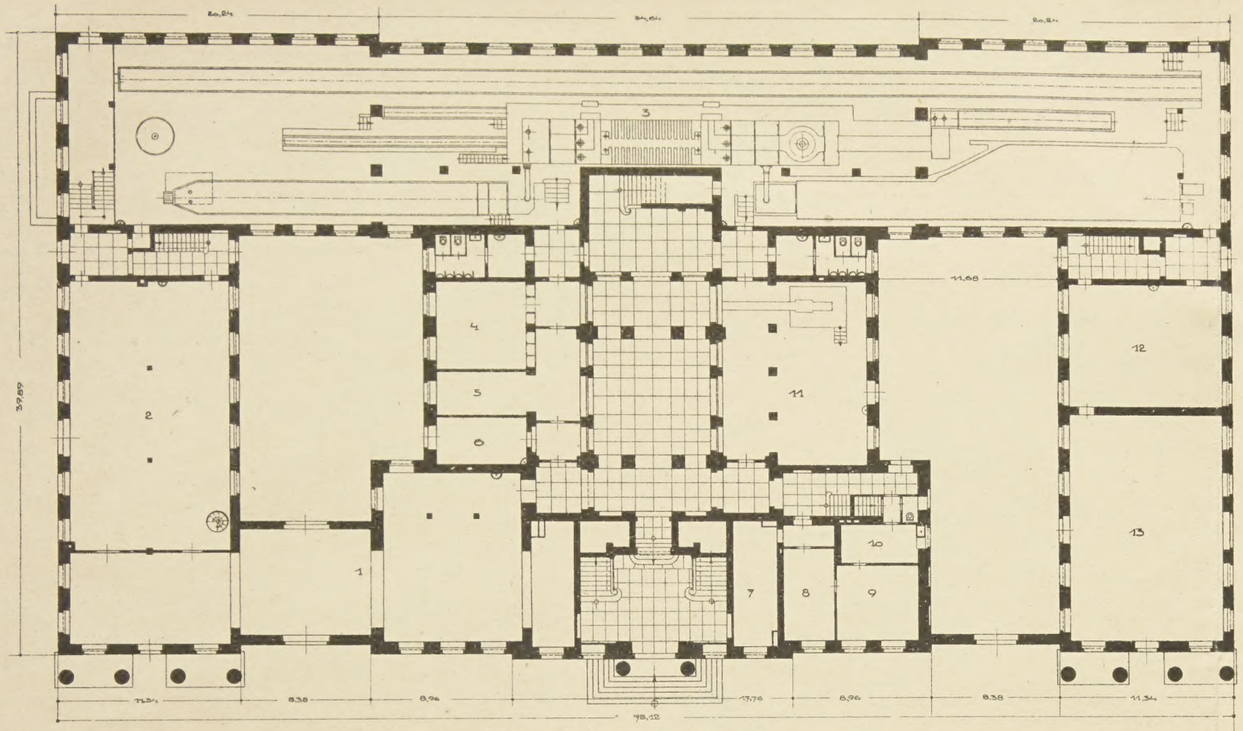


Abb. 2. Grundriß des Sockelgeschosses.

1. 2. } Eisenbahnbau.
3. Wasserbaulaboratorium.
4. 5. } Wasserbau.
6. Werkstatt.
7. 8. 9. } Zimmer } Dienstwohnung.
10. Küche
11. Maschinenraum des Instituts für Eisenbeton.
12. Vorbereitungsraum für Eisen.
13. Maschinenhalle.

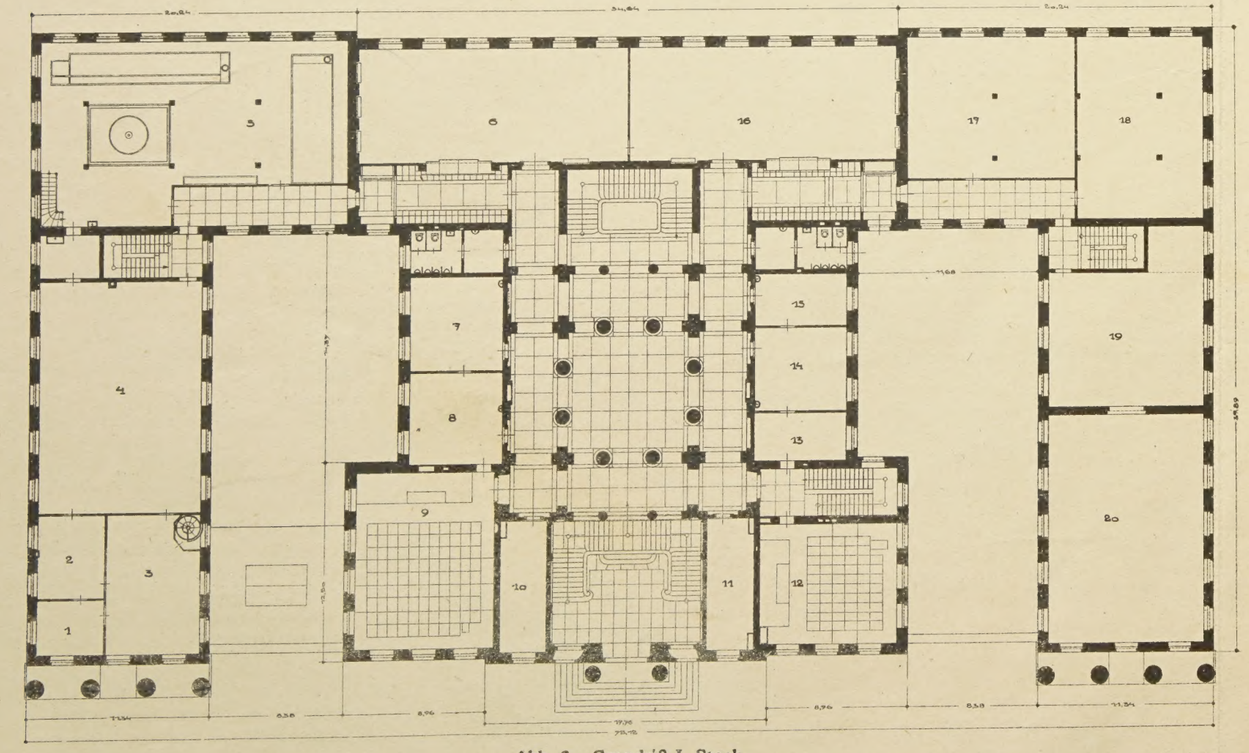


Abb. 3. Grundriß I. Stock.

1. Professor
2. Assistent
3. Seminar u. Lesezimmer } Lehrstuhl für Eisenbahnbau.
4. Sammlung
5. u. 17. Sammlung
7. Assistent
8. Professor } Lehrstuhl für Wasserbau.
9. u. 12. Hörsäle.
10. Dozent.
11. Diener.
13. Vorbereitungszimmer
14. Professor
15. Assistent
18. Sammlung } Lehrstuhl für Eisenbetonbau
6. u. 16. Zeichensäle.
19. Sammlung für Statik und Brückenbau.
20. Maschinenhalle.

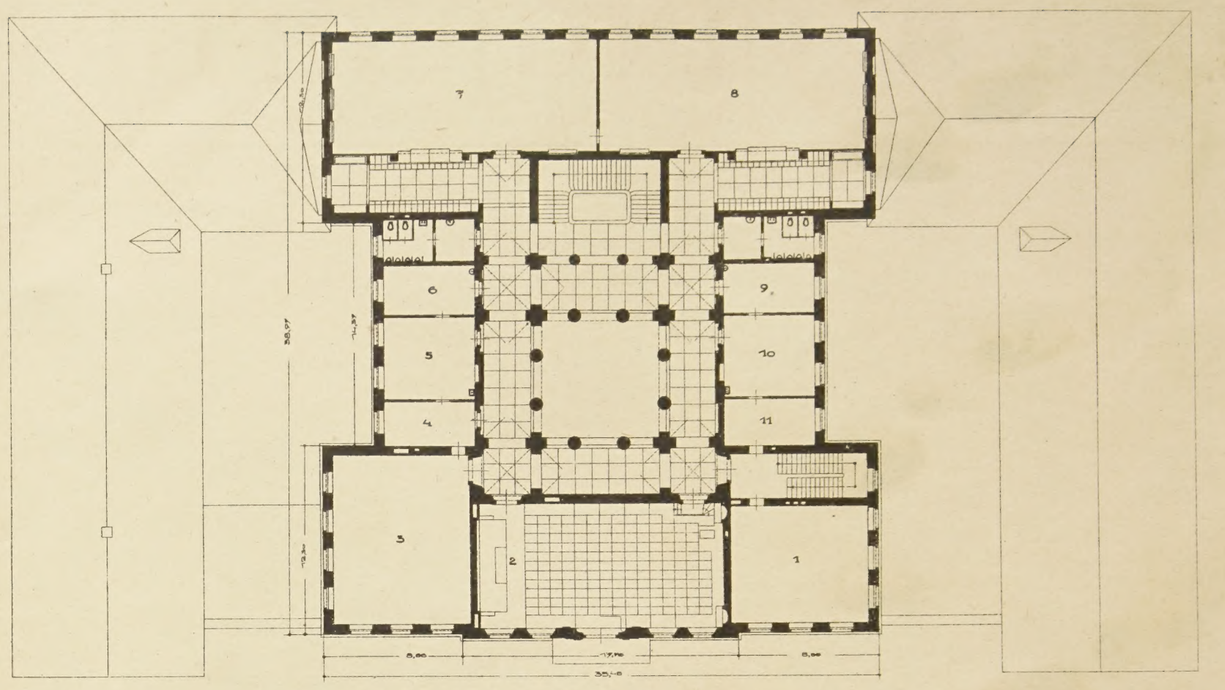


Abb. 4. Grundriß II. Stock.

1. Abteilungssitzungszimmer.
2. Hörsaal.
3. Sammlungsräume für Tunnel- und Straßenbau und Elemente des Ingenieurwesens.
4. Vorbereitungszimmer
5. Professor
6. Assistent } Lehrstuhl für Eisenbahnbau.
7. u. 8. Zeichensäle.
9. Assistent
10. Professor
11. disponibel } Lehrstuhl für Baustatik.

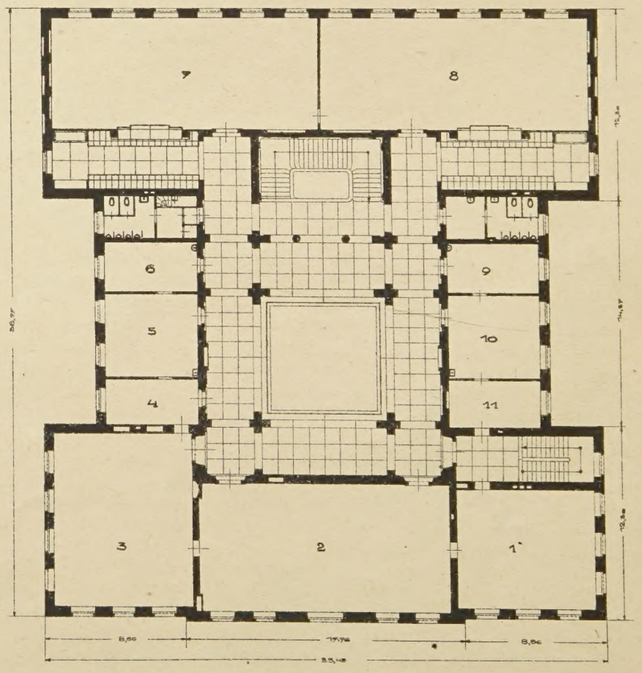


Abb. 5. Grundriß III. Stock.

1. Sammlung
2. Seminar } Lehrstuhl für Städtebau.
3. 4. } Lehrstuhl für Wasserbau.
5. Dozent.
6. Assistent.
7. 8. } Zeichensäle.
9. Assistent
10. Professor
11. Vorbereitungszimmer } Lehrstuhl für Städtebau.

Sackur, Neubau der Abteilung für Bauingenieurwesen, Karlsruhe.

Photolith. d. geogr.-lith. Anst. u. Steindr. v. C. L. Keller, Berlin S.

Verlag von Julius Springer in Berlin.

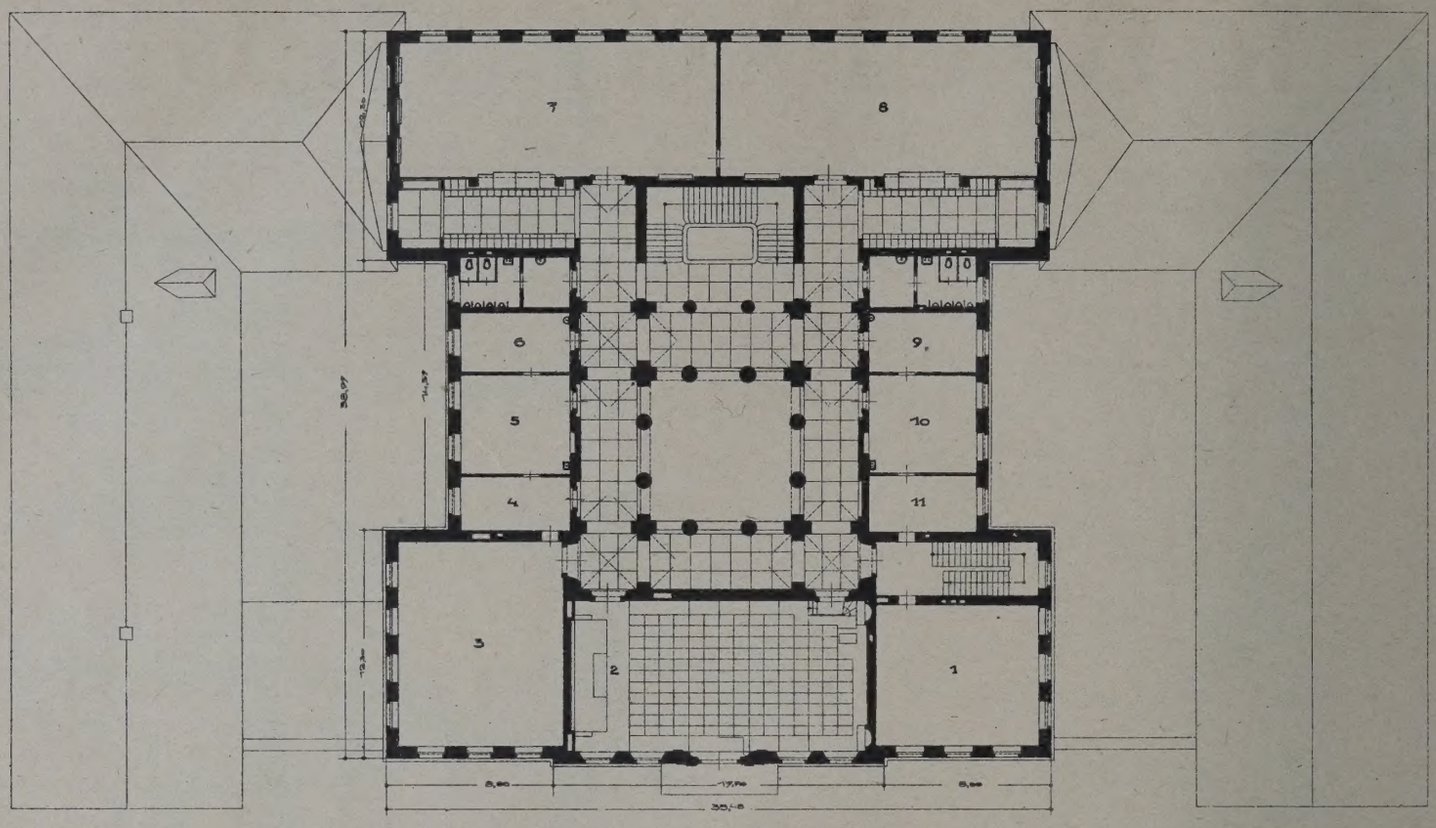


Abb. 4. Grundriß II. Stock.

1. Abteilungssitzungszimmer.
2. Hörsaal.
3. Sammlungsräume für Tunnel- und Straßenbau und Elemente des Ingenieurwesens.

4. Vorbereitungszimmer
5. Professor
6. Assistent
} Lehrstuhl für Eisenbahnbau.
7. u. 8. Zeichensäle.

9. Assistent
10. Professor
11. disponibel
} Lehrstuhl für Baustatik.

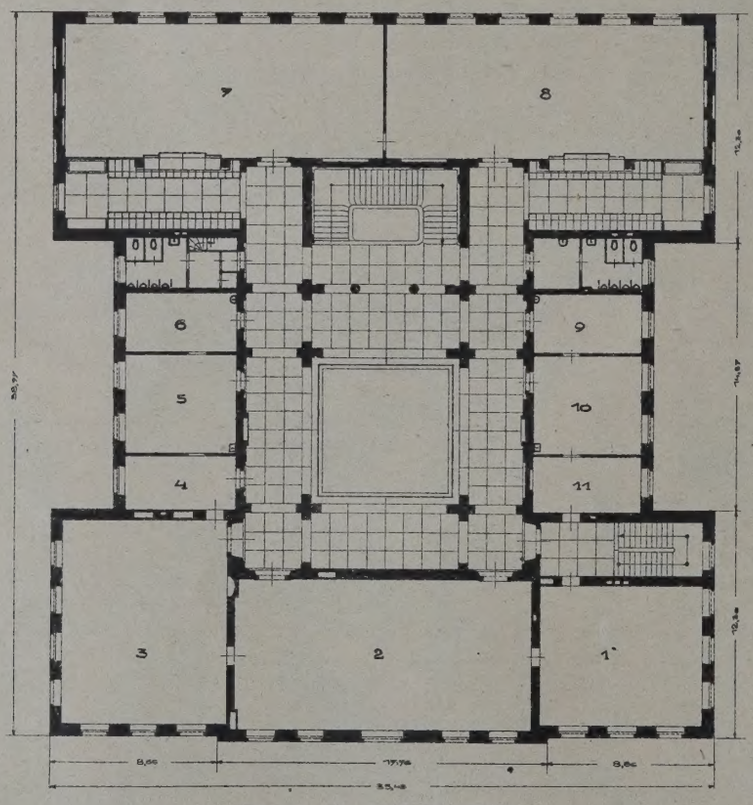


Abb. 5. Grundriß III. Stock.

1. Sammlung
2. Seminar
} Lehrstuhl für Städtebau.
3.
4.
} Lehrstuhl für Wasserbau.

5. Dozent.
6. Assistent.
7.
8.
} Zeichensäle.

9. Assistent
10. Professor
11. Vorbereitungszimmer
} Lehrstuhl für Städtebau.

h. Anst. u. Steindr. v. C. L. Keller, Berlin S.

Verlag von Julius Springer in Berlin.

DER BAUINGENIEUR

2. Jahrgang 30. November 1921 Heft 22

DER NEUBAU DER ABTEILUNG FÜR BAUINGENIEURWESEN AN DER TECHNISCHEN HOCHSCHULE KARLSRUHE I. B.

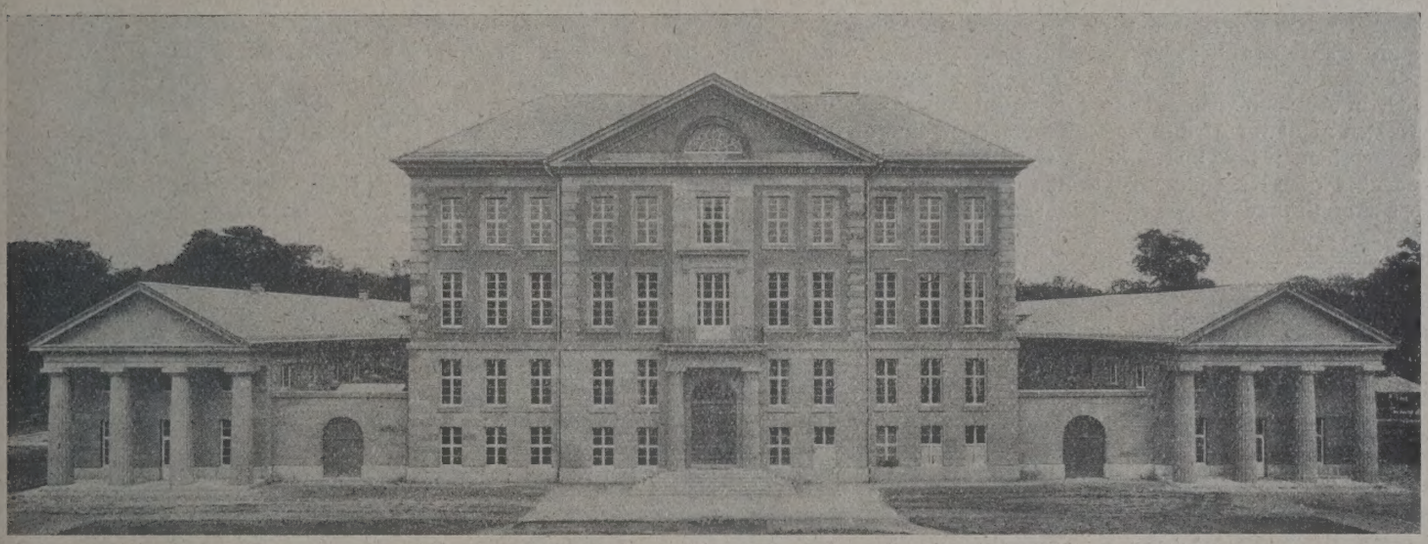
Von Prof. W. Sackur, Karlsruhe i. B.

Die bisher sehr unzulängliche Unterbringung der Abteilung für Bauingenieurwesen im alten Hochschulgebäude hatte der Unterrichtsverwaltung schon im Jahre 1913 Veranlassung gegeben, die Bereitstellung der Mittel für einen Neubau durch den Staatshaushalt zu beantragen. Das dringende Bedürfnis zu einem Neubau wurde anerkannt und die Mittel bewilligt. Mit den eigentlichen Bauarbeiten war im Sommer 1914 kaum begonnen, als der Krieg ausbrach und zur sofortigen Einstellung des Bauvorhabens zwang.

Die vorläufige Volksregierung hat in der richtigen Erkenntnis der Notwendigkeit, Arbeitsgelegenheit zu schaffen, sofort nach Kriegsende die Wiederaufnahme der Arbeiten in die Wege geleitet. Für den Gesamtplan der Neuanlage war jedoch insofern eine Verschiebung der Grundbedingungen eingetreten, als durch den Verzicht des Reichsmilitärfiskus auf das ehemalige Zeughaus und vor allem durch die Erschließung des Fasanengartens nunmehr ein sehr viel günstigeres Baugelände zur Verfügung stand, als das bei der ersten Planung im Jahre 1913 der Fall war. Dementsprechend wurde der ursprünglich in Aussicht genommene Bauplatz an der Kaiserstraße aufgegeben und der jetzige Platz hinter dem ehemaligen — nunmehr der Hochschule zur Verfügung gestellten — Zeughaus gewählt.

Wie der Lageplan, Tafel VI, Abb. 1, zeigt, ist der Neubau der Bauingenieurabteilung zum ehemaligen Zeughaus in architektonische Beziehung getreten, nachdem eine sachliche Beziehung schon dadurch hergestellt war, daß in dem alten architektonisch wertvollen Bau die der Technischen Hochschule von der früheren badischen Generaldirektion überwiesene verkehrstechnische Sammlung untergebracht wurde. Eine in sich geschlossene Baugruppe wird jedoch erst dann entstehen, wenn das Zeughaus in einer seinen neuen Zwecken als Verkehrsmuseum entsprechenden Weise ausgebaut ist. Ebenso wird die architektonische Verbindung des Neubaues mit den vorhandenen Hochschulbauten zu einer einheitlichen Gesamtanlage erst in Erscheinung treten, wenn die im zwischenliegenden Gelände befindlichen Bauplätze ausgenutzt sind. Die Bebauungsmöglichkeiten und die zu wahrenden Freiflächen sind im Lageplan angedeutet.

Das Bauprogramm forderte außer den eigentlichen Studienräumen sehr ausgedehnte Räume für Laboratorien. Diese Forderung hat die Grundrißanordnung und Raumgestaltung des Neubaues bestimmend beeinflußt: Ein größtenteils in der



Höhe des äußeren Geländes liegendes, sehr ausgedehntes Sockelgeschoß dient zur Unterbringung der Laboratorien, von denen das für den Wasserbau bei einer Länge von rd. 74 m allein schon einen Flächenraum von rd. 850 qm beansprucht (vgl. Tafel VII, Grundr. Abb. 2). Im gleichen Geschoß liegt unmittelbar am Nebeneingang des Mittelbaues die Wohnung des Abteilungsdieners. Unterkellerung brauchte nur an einzelnen Stellen vorgenommen zu werden: im Mittelbau für die Lüftungsanlage der Hörsäle und beim Wasserbaulaboratorium zur teilweisen Tiefenbeobachtung der vorhandenen Rinnen. Eigentliche Wirtschaftskeller waren — außer im kleinen Maßstabe für die Wohnung — entbehrlich, da das Gebäude eine eigene Kesselanlage für die Beheizung nicht erhalten hat, sondern durch eine Hochdruck-Dampfleitung vom Kesselhaus der Hochschule aus beheizt wird. Die Laboratorien gruppieren sich im Sockelgeschoß um ein zentral gelegenes Vestibül im Mittelbau, das unmittelbar vom Haupteingang zugänglich ist. Die ganze Rückseite des Geschosses nimmt in der vollen Länge des Mittelbaues und der Flügel das Laboratorium für Wasserbau ein. Die Räume links gehören dem Eisenbahnbau und Eisenbahnsicherungswesen. Zur Rechten befindet sich das Laboratorium für den Eisenbetonbau und die große Maschinenhalle für das bausta-

tische Laboratorium, der die maschinelle Einrichtung bisher allerdings noch fehlt. Die Flügelbauten haben, soweit ihre volle Höhe nicht für die Laboratorien ausgenutzt ist, noch ein 3,30 m hohes Mezzanin erhalten, das für Sammlungszwecke der gleichen Lehrgegenstände verwendet ist.

Über dem Sockelgeschoß baut sich der Mittelbau in drei Stockwerken auf (vergl. Tafel VII, die Grundr. Abb. 3, 4, 5 und Tafel VI den Schnitt Abb. 6), wobei die Räume eine dem Grundriß nach quadratische Oberlichthalle (Tafel VI Abb. 7) umschließen. Die vordere Raumgruppe besteht aus den drei Hörsälen und weiteren Sammlungsräumen für die Elemente des Bauingenieurwesens und für den Städtebau. Die Raumgruppen links und rechts enthalten die Zimmer für die Dozenten und Assistenten und die Vorbereitungszimmer für die Hörsäle. Die nach Norden gelegene Rückseite wird ganz von Zeichensälen eingenommen. Der große Hörsal hat 158 Plätze, die beiden kleineren 102 bezw. 60 Plätze. In jedem Stockwerk liegen 2 Zeichensäle von je 36 Plätzen, sodaß im ganzen 216 Plätze vorhanden sind.

Zur Beheizung des Gebäudes dient eine Niederdruck-Dampfheizung. Außerdem haben sämtliche Hörsäle künstliche Lüftung durch Zuführung frischer, im Winter vorgewärmter, Luft und Abführung der verdorbenen Luft erhalten. Die Entlüftung der Aborte geschieht durch Abluftkanäle bei einer Außentemperatur bis zu $+ 5^0$ C. auf natürlichem Wege. Für höhere Außentemperaturen sind elektrisch betriebene Saugventilatoren im Dachgeschoß vorgesehen. Der zum Transport größerer Sammlungsgegenstände oder von schweren Lehrgegenständen in die oberen Stockwerke ursprünglich in Aussicht genommene Aufzug konnte wegen der hohen Kosten nicht zur Ausführung kommen, doch sind an der hierfür vorgesehenen Stelle im Raume 13, Grundriß Tafel VII, Abb. 3, und darüber die Deckenkonstruktionen derart ausgeführt, daß ein späterer Einbau ohne Schwierigkeit zu ermöglichen ist.

Bei der Ausführung der Bauarbeiten mußte auf die damalige Knappheit einzelner Baumaterialien Rücksicht genommen werden. Der Bau ist deswegen unter möglichster Ersparung von Backsteinen in der für Baden bodenständigen Technik des Bruchsteinmauerwerks aufgeführt. Für die Fenstereinfassungen und architektonischen Glieder ist Sandstein aus den Brüchen von Mühlbach, Sulzfeld und Kürnbach verwendet. Die Decken sind in Eisenbeton entweder als einfache Voutendecken oder als Hohldecken nach dem System Giese mit Lattung und Rohrputz an der Unterseite hergestellt. Die Decken der oberen Geschosse sind als Holzbalkendecken unter Verwendung der Dachkonstruktionen zur Aufhängung ausgeführt. Wegen der eingetretenen außerordentlichen Preiserhöhungen gerade für die Materalien des inneren Ausbaues mußte hier die größte Sparsamkeit obwalten: So konnten auch für die Fußböden der inneren Räume nur tannene Dielen in Frage kommen.

Die Bauausführung, mit der im März 1919 begonnen wurde, konnte ohne Stockungen und Hindernisse fortgeführt werden, obwohl besonders im Anfang die Beschaffung der Materialien und Arbeiten auf mancherlei Schwierigkeiten stieß. Aber gerade in seinem Anfangsstadium konnte der Bau die besondere wirtschaftliche und soziale Aufgabe erfüllen, viele badische Gewerbetreibende bei der Wiederaufnahme ihrer Betriebe zu unterstützen. Die örtliche Bauleitung lag in den Händen des Dipl.-Ing. Regierungsbaumeister Heidt, dem als Hilfskraft Architekt Jung beigegeben war. Die gesamten Baukosten betragen einschließlich der Kosten für die Geländeregulierung und für die innere Einrichtung rund 7 000 000 M. In dieser Summe ist aber von der apparativen Einrichtung der Laboratorien nur ein kleiner Teil enthalten. Der größte Teil der apparativen und maschinellen Ausstattung der Laboratorien ist durch Stiftungen aus den Kreisen der deutschen Industrie zusammengebracht worden.

GRAPHISCHE ERMITTLUNG DER FORMÄNDERUNG UND DES KNICKWIDERSTANDS LÄNGS UND QUER BELASTETER STÄBE VON BELIEBIGER QUERSCHNITTSANORDNUNG.

Von Fr. Engesser, Karlsruhe i. B.

1. Ein gerader Stab von der Länge l, der an dem einen Ende A eingespannt ist und am freien Ende C von einer Druckkraft P im Abstand c von der Achse angegriffen wird (Bild 1), nimmt eine gekrümmte Gestalt an, wobei die Hebelarme (y) von P allmählich bis auf a an der Einspannstelle A ansteigen. Bei gegebener Größe a läßt sich die Krümmungslinie (elastische Linie) des Stabs in einfacher Weise schrittweise festlegen. Der Stab wird zu diesem Zweck in m Elemente von der Länge Δs geteilt, innerhalb welcher Trägheitsmoment J und Krümmungsradius r als gleichbleibend angenommen werden dürfen (siehe Bild 2). Für das erste Element bei A ist das Biegungsmoment

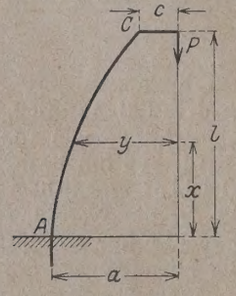


Abb. 1.

$$M_1 = P\,a,$$

der Krümmungsradius:

$$r_1 = \frac{E\,J_1}{M_1},$$

der Krümmungswinkel:

$$\Delta\varphi_1 = \frac{\Delta s}{r_1} = \frac{M_1\,\Delta s}{E\,J_1} = \frac{P\,a\,\Delta s}{E\,J_1}.$$

Für das zweite Element ist der Hebelarm

$$y_2 = a - \Delta s \sin \Delta\varphi_1,$$

der Krümmungsradius:

$$r_2 = \frac{E\,J_2}{P\,y_2},$$

der Krümmungswinkel:

$$\Delta\varphi_2 = \frac{P\,y_2\,\Delta s}{E\,J_2}.$$

Für das dritte Element ist der Hebelarm:

$$y_3 = y_2 - \Delta s \sin(\Delta\varphi_1 + \Delta\varphi_2) = y_2 - \Delta s \sin\varphi_2,$$

wo $\varphi_2 = \Delta\varphi_1 + \Delta\varphi_2$ = Tangentenwinkel des zweiten Elements; der Krümmungsradius ist:

$$r_3 = \frac{E\,J_3}{P\,y_3},$$

der Krümmungswinkel:

$$\Delta\varphi_3 = \frac{P\,y_3\,\Delta s}{E\,J_3}.$$

Für das s^{te} Element wird, unter Vernachlässigung kleiner Größen zweiter Ordnung,

$$y_s = y_{s-1} - \Delta s \sin\varphi_{s-1};$$

$$r_s = \frac{E\,J_s}{P\,y_s};$$

$$\Delta\varphi_s = \frac{P\,y_s\,\Delta s}{E\,J_s}.$$

In der Anwendung sind die Tangentenwinkel φ sehr klein, so daß man Bogen und Sinus einander gleich setzen darf, wodurch

$$y_s = y_{s-1} - \Delta s \cdot \varphi_{s-1}$$

wird; und $\cos \varphi = 1$, d. h.

$$\Delta x = \Delta s \cos \varphi = \Delta s.$$

Dies vereinfacht das zeichnerische Verfahren: Man kann die Krümmungswinkel $\Delta \varphi$ schrittweise in beliebig verzerrtem Maßstab auf einer Geraden T' senkrecht zur Kraftrichtung P auftragen (Bild 3), statt auf einem Kreisbogen (in Bild 3 punktiert), und sodann jeweils die Tangenten ST der elastischen Linie (Bild 2) den Polstrahlen OT' des Bildes 3 parallel ziehen. Der Abstand des Endpunktes C

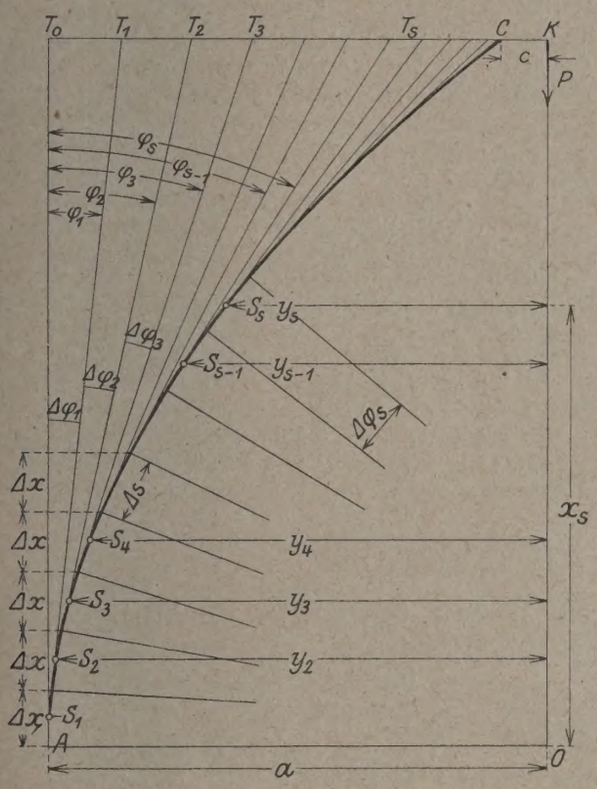


Abb. 2.

der elastischen Linie von dem Kraftangriffspunkt K liefert den Hebelarm c der Kraft P am freien Stabende, der zu dem gegebenen Hebelarm a am eingespannten Stabende gehört. Der Einfluß der Verkürzung und der Verschiebung der Stabelemente durch die Normalkräfte $P \cos \varphi$ und Querkräfte $P \sin \varphi$ ist i. a. ohne Bedeutung für die Gestalt der elastischen Linie; er kann im Bedarfsfall leicht berücksichtigt werden, indem man jeweils die Abszisse x des Stabelements um $\frac{P \cos \varphi \, \Delta s}{EF}$ und die Ordinate y um $\frac{\zeta P \sin \varphi \, \Delta s}{GF}$ ändert, ehe man die Tangente ST zieht. Hierin bedeutet G den Schubelastizitätsmodel, F die Größe des Querschnitts und ζ einen Beiwert, der bei rechteckiger Querschnittsform den Wert 1,2 hat. Ist nicht der Hebelarm a am eingespannten Stabende A gegeben, sondern der Hebelarm c am freien Ende, so kann man die elastische Linie nicht unmittelbar aufzeichnen; man muß einen Umweg einschlagen: Man ermittelt für verschiedene angenommene Werte von a nach dem vorstehend angegebenen Verfahren die zugehörigen Werte von c ($= c'$), bestimmt deren Abweichungen (Fehler) $\Delta c = c' - c$ von dem vorgeschriebenen Werte c und trägt sodann die Fehlerlinie mit den a als Abszissen und den zugehörigen Δc als Ordinaten auf. Die Abszisse des Nullpunktes dieser Fehlerlinie liefert den richtigen Wert von a und daran anschließend die richtige elastische Linie, die zu dem gegebenen Hebelarm c am freien Stabende gehört.

2. Verlängert man die Endtangente der elastischen Linie, bis sie die Kraftlinie P im Punkt D' schneidet (Bild 4), so stellt die entsprechende Abszisse l' die zu der gegebenen Druckkraft P gehörige Knicklänge eines gedachten Stabes dar, der auf der überschießenden Strecke l'—l keine Formänderung erleidet, für den hier $J = \infty$ ist. Die im Punkte D' angreifende (zentrische) Kraft P vermag den gedachten Stab (unter der gemachten Voraussetzung $\Delta x = \Delta s$) in jeder beliebigen Ausbiegung a zu erhalten. Von welchem Werte a man auch bei der Aufzeichnung der elastischen Linie ausgehen möge, man erhält stets den gleichen Wert der Knicklänge l'[1]). Schneidet die elastische Linie die Kraftlinie innerhalb der Stablänge l im Punkt D'', dessen Abszisse $OD'' = l''$, so ist die gegebene Druckkraft P größer als die Knickkraft P_0 des Stabes von der Länge l. Man muß den gegebenen Stab auf die Länge l'' verkürzen, um bei dem betreffenden Wert von P Knickgleichgewicht zu erzielen. Liegt nun die Aufgabe vor, zu einem beliebig gestalteten Stab von der Länge l die Knickkraft P_0 zu bestimmen, so kann dieselbe gleichfalls auf dem Umweg über eine „Fehlerlinie" gelöst werden. Man ermittelt, von einem beliebigen Wert von a ausgehend, für verschiedene Werte von P die zugehörigen Längen l' bzw. l'' und trägt sodann die Fehlerlinie mit $\Delta l = l' - l$, bzw. $\Delta l = l'' - l$ als

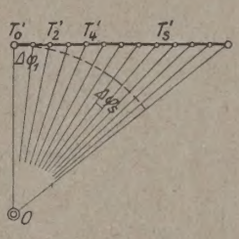


Abb. 3.

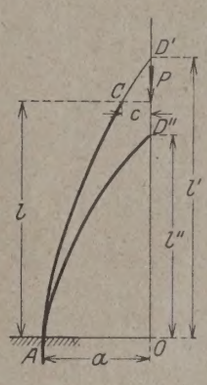


Abb. 4.

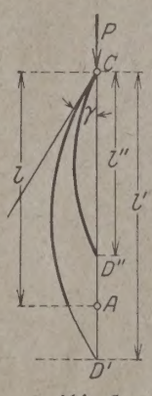


Abb. 5.

Ordinaten und mit P als Abszissen auf. Die Abszisse des Punkts, bei welchem die Fehlerlinie durch Null geht, liefert die gesuchte Knickkraft P_0. Liegen die Knickspannungen, $\sigma = P_0 : F$, außerhalb Elastizitätsgrenze, so ist das angegebene Verfahren ebenfalls anwendbar; man hat nur jeweils die zu den σ gehörigen Knickmodel T an Stelle des Elastizitätsmodels E einzuführen.

3. Ist der gedrückte Stab an beiden Enden gelenkig geführt, so kann man für den Fall, daß die Stabquerschnitte symmetrisch zum Mittelschnitt angeordnet sind, zur Bestimmung der Knickkraft P_0 das gleiche Verfahren, wie unter Nummer 2 angegeben, anwenden. Andernfalls, bei vorhandener Unsymmetrie, muß man mit der Aufzeichnung der elastischen Linie vom Endpunkt C ausgehen (Bild 5), unter Annahme eines beliebigen Tangentenwinkels γ (dessen Größe theoretisch ohne Bedeutung ist). Das Verfahren ist nach den gleichen Grundsätzen auszuführen wie früher. Man bestimmt für verschiedene Druckkräfte P die zugehörigen Knicklängen l' bzw. l'' und sodann die Fehlerlinie Δl, deren Durchgangspunkt durch Null die gesuchte Knickkraft P_0 angibt.

[1]) Eine entsprechend kleinere Knicklänge l_1' erhielte man, wenn man auf der überschießenden Strecke des gedachten Stabs statt $J = \infty$ ein beliebiges endliches Trägheitsmoment J_1 einführte.

4. Einfluß von Belastungen quer zur Stabachse auf den Druckwiderstand des Stabs. Es soll bei gegebener Querbelastung (z. B. Eigengewicht des wagerecht gelagerten Stabs) die Druckkraft P bestimmt werden, die der Stab noch aushalten kann, wenn eine bestimmte Höchstspannung σ nicht überschritten werden darf. Die bei einer gegebenen Druckkraft P zulässige Ausbiegung a ergibt sich aus:

$$P\,(a+w)\,\frac{g\,l^2}{8} = W\,\sigma,$$

wo W = Widerstandsmoment, w = W:F; g = konstant angenommene Querbelastung, zu

$$a = \left(W\,\sigma - \frac{g\,l^2}{8}\right) : P - w.$$

Man führt nun die in Nr. 1 beschriebene Aufzeichnung der elastischen Linie aus, unter Beachtung, daß nunmehr bei Bestimmung von $\Delta\varphi = \frac{M\,\Delta s}{E\,J}$ jeweils

$$M = P\,y + g\left(\frac{l^2}{8} - \frac{x^2}{2}\right)$$

einzuführen ist. Die für verschiedene Annahmen von P sich ergebenden Ordinaten c (Bild 2) zeigen die zugehörigen Fehler gegenüber dem richtigen Wert P_1 an, letzteren erhält man aus der „Fehlerlinie" als Abszisse für die Ordinate Null.

In ähnlicher Weise kann man vorgehen, wenn die Größe von g nicht fest gegeben ist, sondern in einem bestimmten Verhältnis zur Druckkraft P steht; ferner, wenn die Druckkraft P festgegeben ist, und es sich darum handelt, die Größe von g $(=g_1)$ zu bestimmen, bei welcher die Höchstspannung σ erreicht wird.

5. Einfluß des Eigengewichts auf die Knickkraft P_0 bei lotrecht stehenden Stäben.

a) Der Stab ist unten bei A eingespannt, oben bei C frei. Man geht bei der Aufzeichnung der elastischen Linie vom freien Ende C aus, unter Annahme eines beliebigen Tangentenwinkels γ daselbst (Bild 5), und berücksichtigt in den Werten der Biegungsmomente M jeweils noch das Gewicht der oberhalb gelegenen Stabstrecke,

$$M = P\,y + y\sum_{x}^{l} g\,\Delta s - \sum_{x}^{l} y\,g\,\Delta s.$$

Dem richtigen Wert von P entspricht eine senkrechte Tangente an der Einspannungsstelle A.

b) Ist der Stab oben und unten gelenkig geführt, so treten infolge des exzentrisch wirkenden Eigengewichts

$G\ (=\sum_{0} g\,\Delta s)$ noch wagerechte Gelenkdrücke H auf, wodurch sich die Biegungsmomente M jeweils noch um H z vergrößern (siehe Bild 6). Der Wert von H wächst proportional dem angenommenen Tangentenwinkel γ und kann genau genug gesetzt werden $H = \frac{G\gamma}{6}$.

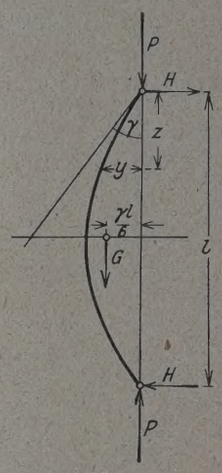


Abb. 6.

6. Zum Schluß sei noch kurz darauf hingewiesen, daß man im Bedarfsfall das zeichnerische Verfahren leicht durch ein rein rechnerisches ersetzen kann, indem man die angegebenen einfachen Konstruktionen in die Sprache der Analysis überträgt.

ZWEI JAHRZEHNTE HYDRAULISCHER FORSCHUNG IM FLUSSBAULABORATORIUM DER TECHNISCHEN HOCHSCHULE ZU KARLSRUHE.

Von Th. Rehbock, Karlsruhe i. B.

Als der Verfasser im Jahre 1899 aus dem praktischen Berufsleben heraus auf den Lehrstuhl des Wasserbaues der Technischen Hochschule zu Karlsruhe berufen wurde, knüpfte er an die Annahme des Rufes die Bedingung, daß ihm die Mittel für die Einrichtung eines Flußbaulaboratoriums zur Verfügung gestellt würden. Damals gab es nur an der Dresdener Hochschule eine wasserbauliche Versuchsanstalt, die Engels nach eigenen Ideen eingerichtet hatte, und die mit ihrem von einer Pumpe gelieferten Wasserstrom und mit ihrer flußbaulichen Versuchsrinne das Vorbild für alle späteren Wasserbaulaboratorien geworden ist.

Im Jahre 1901 wurde das erste Karlsruher Flußbaulaboratorium in vorhandenen, für den verfolgten Zweck leidlich geeigneten Räumen eingerichtet. Es erhielt eine eiserne Rinne für flußbauliche Versuche von 18 m Nutzlänge und 2 m Breite und eine Pumpe, die reichlich 60 l Wasser in der Sekunde der Versuchsanlage zuführen konnte.

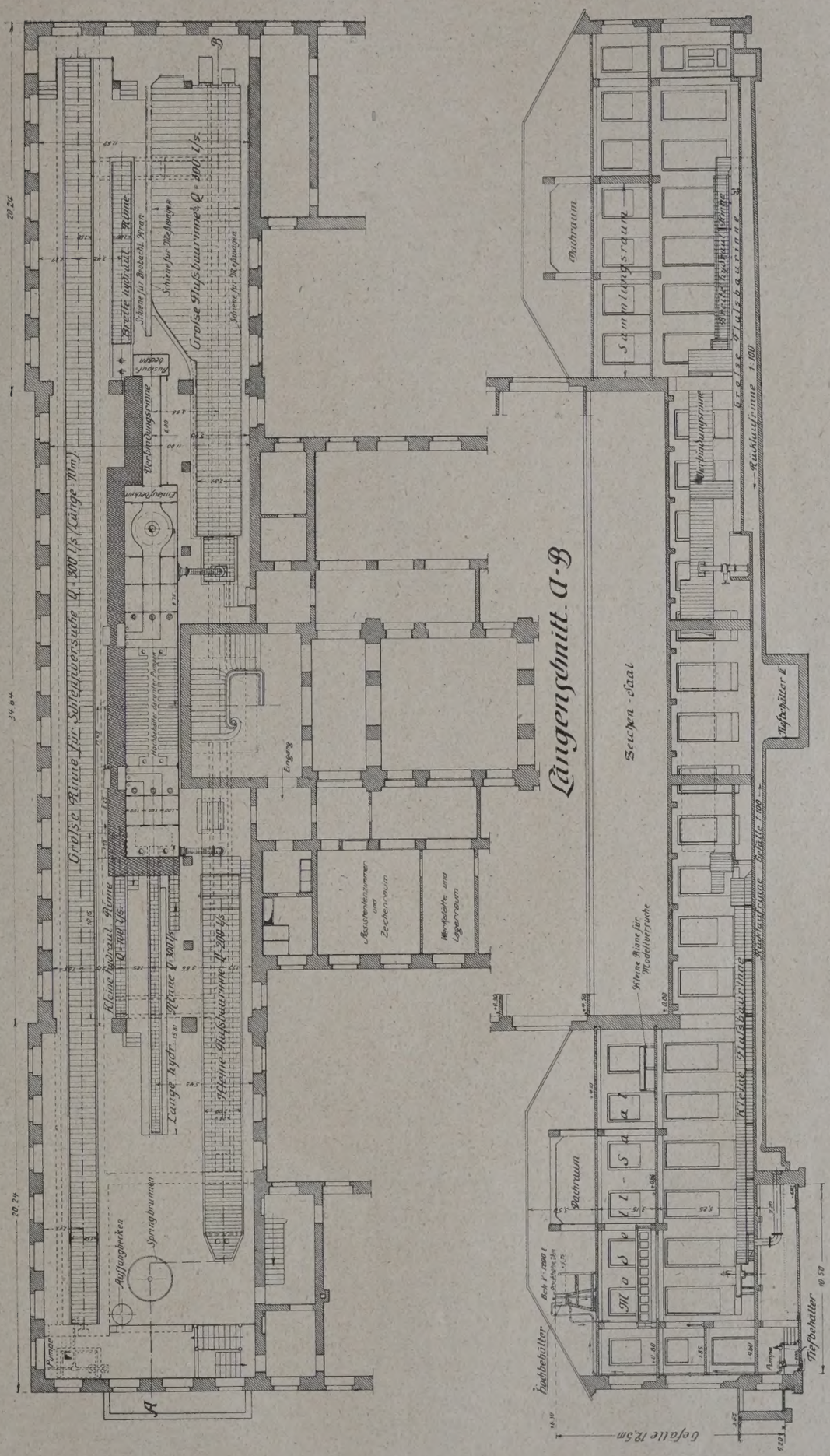
Zwei Jahrzehnte lang hat dieses Laboratorium der Erforschung des Wasserabflusses gedient. Es bot in dieser Zeit seinem Leiter, einer großen Zahl von Assistenten und zahlreichen Studierenden Gelegenheit, sich mit den Vorgängen beim Wasserabfluß vertraut zu machen. Es hat auch manche praktische Bauausführung gefördert, indem für Wasserbauten aufgestellte Entwürfe in ihm durch Modellversuche überprüft und in vielen Fällen mit Nutzen verbessert und vereinfacht wurden.

Wenn der Verfasser beim Verlassen dieses Flußbaulaboratoriums die in ihm geleistete Arbeit rückblickend überschaut, kann er die 20jährige Zeitspanne seines Bestehens in drei Abschnitte zerlegen.

Der erste Abschnitt umfaßt die Sturm- und Drangperiode, in der mit großem Eifer gleich an die Untersuchung der verschiedensten und schwierigsten Aufgaben des Wasserbaues herangetreten wurde, auch an das Problem des Wasserabflusses im veränderlichen Bett unter der Einwirkung verschieden gestalteter Einbauten. In den gleichen Modellflüssen wurden die mannigfaltigsten Erscheinungen untersucht; die Ausbildung des Bettes ohne oder mit Buhnen und Leitwerken, Brückenpfeilern und Widerlagern; die Änderungen der Wasserspiegellagen bei Einschränkungen und Erweiterungen des Bettes; die Bewegung des Wassers und der Sinkstoffe; die Versandung bei Hafenmündungen; die Bewegung des Grundwassers und viele andere Erscheinungen des Wasserabflusses. Manche wertvolle Beobachtungen konnten auch bei diesen etwas planlosen Versuchen angestellt werden. Sie haben dazu beigetragen, einen Überblick über das durch Versuche Erreichbare zu gewinnen, und die Technik der Modellversuche zu erproben und zu vervollkommen. Eine wirksame Förderung der praktischen Hydraulik ließ sich aber bei einem so wenig systematischen Vorgehen nicht erwarten. Diese Versuche, die auch als Lehrmittel nicht ohne Wert waren und dem wasserbaulichen Versuchswesen manche Freunde gewannen, wurden immer mehr eingeschränkt und endlich fast ganz aufgegeben, da erkannt wurde, daß auf diesem Wege kein sicherer Fortschritt erzielt werden konnte.

Das neue Flußbaulaboratorium
der Technischen Hochschule „Fridericiana“ zu Karlsruhe.

Lageplan des Hauptraumes 1 : 320.



Der Verfasser entschloß sich daher, die Bewegung des Wassers zunächst in einfachen unveränderlichen Betten zu untersuchen, um sich dann von den hierbei gewonnenen Grundlagen ausgehend erst allmählich schwierigen Problemen zuzuwenden.

Die einzelnen Abflußerscheinungen sollten dabei in möglichst gründlicher und umfassender Weise untersucht werden. Voraussetzung hierfür war aber der Einblick in das fließende Wasser. Dies führt zur Anlage der ersten hydraulischen Rinnenanlage mit Spiegelglaswänden.

Ganz anders wie früher ließ sich nun der Wasserabfluß erforschen. Denn es konnten auch die feineren Bewegungen des Wassers genau beobachtet und mit dem Auge verfolgt werden. Auch die Photographie wurde als wichtiges Hilfsmittel der Beobachtung zugezogen, um diejenigen Erscheinungen, denen das Auge nicht schnell genug zu folgen vermochte, durch Momentaufnahmen der genauen Untersuchung zugänglich zu machen und für die Dauer festzuhalten. Wertvolle Einblicke in manche seither verborgenen Abflußerscheinungen wurden dabei gewonnen. Die gewünschte Klarheit über den Abfluß des Wassers wurde aber auch in diesem **zweiten** Zeitabschnitt nicht erzielt. Im Gegenteil: je mehr Beobachtungsstoff gesammelt wurde, um so schwieriger erschien es, die verwickelten Vorgänge beim Wasserabfluß zu ordnen, zu klären und zu verstehen. Diese Überzeugung führte zu einer gewissen Entmutigung und vorübergehend zum Nachlassen im Eifer, mit dem früher Versuche angestellt wurden.

Es folgte eine Zeit, in der zwar einzelne für den praktischen Wasserbau wichtige Werte unter genau gegebenen Abflußbedingungen, z. B. Überfallbeiwerte bei Wehren bestimmter Gestalt, mit möglichster Genauigkeit festgelegt wurden, und in der auch der Versuch gemacht wurde, Formeln für diese Werte bei sich ändernden Verhältnissen abzuleiten; es erschien aber aussichtlos, wirkliche Klarheit über die Abflußerscheinungen zu gewinnen. Diese zweite Periode der Arbeiten im Flußbaulaboratorium war die am wenigsten befriedigende. Sie führte aber doch dazu, allmählich gewisse Fortschritte im Verständnis der Abflußerscheinungen zu machen und namentlich die grundlegende Bedeutung zu erkennen, die den Wasserwalzen für den Wasserabfluß in unregelmäßigen Betten zukommt.

Die Beobachtung des Wasserabflusses durch Spiegelglasscheiben hatte nämlich zum genaueren Studium der zwar schon früher bekannten aber wenig beachteten Erscheinung geführt, daß die mit Wasser gefüllten Räume eines Wasserlaufes nicht immer in ihrer ganzen Ausdehnung dem eigentlichen Wasserabfluß dienen, sondern bei unregelmäßigen Bettformen nur zum Teil vom Wasserstrom ausgefüllt werden, während der übrige Teil Wasserwalzen enthält, in denen sich das Wasser überwiegend in geschlossenen Ringbahnen bewegt.

Die genauere Beobachtung zeigte, daß es in den meisten Fällen möglich ist, zwischen dem Wasserstrom und den Wasserwalzen Trennungsflächen festzulegen, die zur Klärung des Abflußbildes sehr wesentlich beitragen, da sie die Bestimmung der Querschnittsgrößen des reinen Wasserstromes und damit zugleich auch der mittleren Abflußgeschwindigkeiten ermöglichen. Vor allem aber war es von Bedeutung, daß die wichtige Aufgabe erkannt wurde, die den Wasserwalzen beim Wasserabfluß zufällt. Diese besteht in der Vernichtung der bei Senkungen des Wasserspiegels freiwerdenden, im Wasserstrom selbst nicht verbrauchten mechanischen Energie, die in den Wasserwalzen in Wärmeenergie überführt wird.

Die Zerlegung der Schnittbilder der Wasserläufe in den eigentlichen Wasserstrom und in Wasserwalzen sowie die Untersuchungen über den Energiehaushalt, der sich in der zuerst von Koch bei Modellversuchen verwandten Energielinie und der Wechselwirkung zwischen dem Gefälle der Energielinie und dem Energieverbrauch des Wasserstromes und der Wasserwalzen wiederspiegelt, haben das Verständnis des Wasserabflusses und die Verwertbarkeit von Modellversuchen zu seiner Erforschung ganz wesentlich gefördert. Erst nach Einführung dieser Zerlegung haben die Modellversuche ihre heutige Bedeutung für den praktischen Wasserbau voll erhalten. Diese Zerlegungsmethode, die zuerst bei der Untersuchung über den Wasserabfluß bei Wehren[1]) angewandt, aber erst bei den Modellversuchen über die Ausbildung des Sihlüberfalles in Zürich weiter durchgebildet und zur vollen Entwicklung gebracht wurde, ist in neuer Zeit bei allen Modellversuchen im Karlsruher Flußbaulaboratorium die Grundlage der Untersuchungen geworden. Sie hat dazu geführt, daß ein besonders lebhaftes und wesentlich erfolgreicheres Arbeiten einsetzte. In diesem dritten Zeitabschnitt wurden neben der Fortführung der Untersuchungen für die Bestimmung von Beiwerten und für die Aufstellung hydraulischer Formeln namentlich größere zusammenhängende Reihen von Modellversuchen für praktische Bauaufgaben im Auftrage staatlicher oder städtischer Behörden sowie für eigene wasserbauliche Entwürfe des Verfassers durchgeführt.

Die schon vorher ungenügenden Raumverhältnisse des alten Laboratoriums haben sich dabei immer mehr als unzureichend erwiesen und den Wunsch nach einem neuen Flußbaulaboratorium, der schon vor dem Kriege zur Aufstellung eines Entwurfes für eine dem aufgetretenen Bedürfnis entsprechende wasserbauliche Versuchsanstalt geführt hatte, noch dringlicher gemacht.

Als nach dem unglücklichen Ende des Krieges Notstandsbauten zur Beschäftigung einer größeren Zahl von Arbeitern erforderlich wurden, konnte im Zusammenhang mit einem Neubau für die Bauingenieurabteilung der Karlsruher Hochschule auch der Frage eines allen Anforderungen entsprechenden Flußbaulaboratoriums mit Nachdruck näher getreten werden. Ein neuer Entwurf wurde ausgearbeitet und mit tunlichster Beschleunigung der Verwirklichung entgegengeführt.

Heute ist dieser Neubau fertiggestellt und auch die innere Einrichtung des Flußbaulaboratoriums ist, gefördert durch bedeutende Beiträge, welche die deutsche Industrie in dankenswerter Weise dazu gestiftet hat, größtenteils betriebsbereit, so daß schon mit den ersten Arbeiten im neuen Laboratorium begonnen werden konnte.

Der Neubau der Bauingenieurabteilung enthält an seiner, dem Fasanengarten zugekehrten Nordseite die beiden Versuchsräume des neuen Flußbaulaboratoriums und die verschiedenen zu ihm gehörenden Nebenräume. Anstelle der einen früheren Pumpe sind nunmehr deren fünf aufgestellt. Die Höchstwassermenge, die für einzelne Versuchsrinnen zur Verfügung steht, ist von reichlich 60 l/sec. auf 330 l/sec gesteigert worden. Anstelle der beiden früheren Versuchsrinnen sind nun 9 Rinnenanlagen vorhanden, darunter eine von 70 m Länge. Die größte Rinnenbreite ist von 2 m auf 5 m vergrößert. Zahlreiche Nebenanlagen gestatten hydraulische Versuche verschiedenster Art, wobei Gefälle bis zu 12,5 m zur Verfügung stehen.

Eine weit umfassendere Tätigkeit als seither wird sich daher im neuen Laboratorium entfalten lassen. Insbesondere können gleichzeitig Versuche für Unterrichtszwecke, zur wissenschaftlichen Forschung und für praktische Bauaufgaben durchgeführt werden; es können die Modelle von früheren Untersuchungen längere Zeit hindurch zu Kontrollversuchen und Vorführungen aufgestellt bleiben; auch sind eine größere Zahl von Vorrichtungen für die Wassermessung und für hydraulische Versuche vorgesehen. Ein ausgedehnter Prüfstand für Untersuchungen des Wasserabflusses in Rohrleitungen mit allen möglichen Wassermeßvorrichtungen und Registrieranlagen ist vorhanden.

Damit ist ein Ziel erreicht worden, das der Verfasser seit

[1]) Die Ausbildung der Überfälle beim Abfluß von Wasser über Wehre nebst Beschreibung der Anlage zur Beobachtung von Überfällen im Flußbaulaboratorium zu Karlsruhe, Festschrift der Technischen Hochschule 1909.

langem verfolgt hat: die Schaffung einer Versuchsanstalt, die allen Anforderungen des Unterrichtes, der Forschung und der Bauprüfung zu genügen in der Lage ist.

Möge die neue Anstalt die auf sie gesetzten Hoffnungen erfüllen und dazu beitragen, die Rätsel zu lösen, die das Wasser bei seinem Abfluß in unendlicher Mannigfaltigkeit dem Ingenieur stets von neuem stellt. Mit diesem Wunsche sollen die Arbeiten in der neuen Versuchsanstalt begonnen werden.

Beim Verlassen des alten Flußbaulaboratoriums gedenkt der Verfasser gern und dankbar seiner zahlreichen Mitarbeiter, die ihn mit ernstem wissenschaftlichen Streben, mit Ausdauer und Geduld bei der mühsamen Forschungsarbeit unterstützten, ihn auf manche noch unbekannte Erscheinungen des Wasserabflusses aufmerksam machten, und von denen manche Anregung ausgegangen ist, die in späteren Arbeiten verwertet werden konnte.

Von den früheren Assistenten hat der jetzige Professor Fr. Mahn in Lübeck bei der Einrichtung und den ersten Versuchen des alten Flußbaulaboratoriums erfolgreich mitgewirkt. Von den späteren Assistenten sind die Dr.-Ingenieure Emil Köhler, der später in türkische Dienste trat, Ordulf Aichel, der z. Z. in Chile tätig ist, Ernst Kramer, der im Weltkriege fiel, Alfred Buntru, der als Regierungsbaumeister z. Z. am Lehrstuhl für Städtebau als Assistent beschäftigt ist, und der jetzige Betriebsleiter des Flußbaulaboratoriums Paul Böß, mit eigenen, wertvollen Forschungsarbeiten aus dem Karlsruher Flußbaulaboratorium hervorgetreten.

Als letzte, im alten Laboratorium beendete Arbeit wird nachstehend ein Aufsatz der Öffentlichkeit übergeben, der den „Brückenstau beim rein strömenden Durchfluß" behandelt. Diese Arbeit faßt einen Teil der Untersuchungen zusammen, die in den letzten Jahren der viel umstrittenen Frage des Brückenstaues gewidmet wurden. Sie enthält ein der Natur abgelauschtes einfaches Verfahren zur Bestimmung der Größe des durch Pfeilereinbauten in einem Wasserlauf bei rein strömendem Durchfluß hervorgerufenen Staues.

VERFAHREN ZUR BESTIMMUNG DES BRÜCKENSTAUES BEI REIN STRÖMENDEM WASSERDURCHFLUSS.

Untersuchungen aus dem Flußbaulaboratorium der Technischen Hochschule zu Karlsruhe.

Von Th. Rehbock, Karlsruhe i. B.

Alle seitherigen Versuche, die Größe des Brückenstaues allgemein rein theoretisch zu bestimmen, haben zu einem negativen Ergebnis führen müssen, da der Stau, der durch stehende Einbauten in einem Wasserlauf erzeugt wird, in den meisten Fällen nur durch Reibungsarbeit im Wasser entsteht, deren streng mathematische Erfassung bei den verwickelten und noch ungeklärten Abflußerscheinungen der Flüssigkeiten bis jetzt unmöglich ist und wohl auch in der Zukunft nicht voll gelingen wird. Auch die von den Wasserbauverwaltungen zur Bestimmung der Größe des Brückenstaues meist verwandten Formeln von Rühlmann und d'Aubuisson ergeben vollständig falsche Stauhöhen, die den wahren Wert meist um ein Mehrfaches übertreffen.

Um das Problem des Brückenstaues zu klären, hat der Verfasser den Weg des Modellversuches beschritten. Durch Beobachtung des Wasserabflusses unter der Wirkung einer wechselnden Anzahl von Brückeneinbauten verschiedenster Gestalt in Modellwasserläufen sollte Klarheit über die äußerst mannigfaltigen auftretenden Erscheinungen gewonnen werden. Die zu diesem Zweck im alten Flußbaulaboratorium der Karlsruher Technischen Hochschule mit Unterstützung durch die Jubiläumsstiftung der deutschen Industrie durchgeführten Modellversuche haben sich auf über 100 Pfeilerformen erstreckt und einen Zeitaufwand von mehreren Jahren erfordert, da sie eine große Genauigkeit der Versuchseinrichtungen und der Messungen nötig machten. Der erste Assistent und Betriebsleiter des Karlsruher Flußbaulaboratoriums Dr.-Ing. Böß hat die Modellversuche mit der größten Gewissenhaftigkeit und Schärfe durchgeführt. Er hat dadurch die Grundlagen geschaffen, die es ermöglichten, die beim Brückenstau auftretenden Erscheinungen wenigstens einigermaßen zu klären. Für den bei weitem am häufigsten vorkommenden Fall, daß das Wasser im ungestauten Wasserlauf rein strömend, d. h. mit weniger als Wellengeschwindigkeit abfließt und auch beim Durchfluß durch die Öffnungen zwischen den Einbauten an keiner Stelle die Wellengeschwindigkeit erreicht, sind die Untersuchungen für ein im Querschnitt rechteckig gestaltetes Flußbett von beliebiger Breite B und beliebiger Wassertiefe t_0 beim Abfluß einer beliebigen Wassermenge Q zum Abschluß gelangt. Aus ihnen konnte ein allgemeines Verfahren zur Bestimmung der Stauhöhe beim Einbau einer beliebigen Anzahl von Pfeilern verschiedenen, aber mit der Höhe nicht wechselnden Querschnittes abgeleitet werden, dessen Besprechung weiterhin erfolgen soll. Obschon die Untersuchungen der Einheitlichkeit und Zeitersparnis halber fast durchweg in einem rechteckigen Flußbett und mit Pfeilern von in allen Höhen gleichem Querschnitt angestellt wurden, wird sich das Ergebnis auch auf andere Querschnittsformen des Bettes und auf Pfeiler mit wechselnden wagerechten Querschnitten durch sinngemäße Verwandlung der unregelmäßigen Querschnittsgrößen in rechteckige näherungsweise übertragen lassen.

Bei den weiteren Ausführungen muß mit Rücksicht auf den zur Verfügung stehenden Raum auf die folgenden den Brückenstau behandelnden früheren Aufsätze des Verfassers hingewiesen werden, die weiterhin mit den eingeklammerten Zahlenbezeichnungen angeführt werden sollen:

1. „Betrachtungen über Abfluß, Stau und Walzenbildung bei fließenden Gewässern und ihre Verwertung für die Ausbildung des Überfalles bei der Untertunnelung der Sihl durch die linksufrige Seebahn in der Stadt Zürich." Festschrift der Technischen Hochschule zu Karlsruhe 1917[1]). [1].
2. „Zur Frage des Brückenstaues." Aufsatz im Zentralblatt der Bauverwaltung 1919[2]). [2]
3. „Brückenstau und Walzenbildung." Aufsatz im „Bauingenieur" 1921[3]). [3]

Von grundlegender Bedeutung für die Berechnung der Stauhöhe ist zunächst die Kenntnis der Abflußart des Wassers im Bett ohne Einbauten und eine Festlegung darüber, ob die Fließart des Wassers sich infolge der Einbauten ändert. Denn die Art und die Ursachen der Staubildung sind bei verschiedenen Abflußarten des Wassers im freien und in dem durch die Einbauten gestauten Bett wesentlich verschieden, wie in der Festschrift [1] in den Abb. 11 bis 18 gezeigt wurde.

Bei den großen Strömen, bei denen die Bestimmung der Größe des Brückenstaues von besonderer Bedeutung ist, herrscht meist der **rein strömende Abfluß**, d. h.: das Wasser erreicht an keiner Stelle des Querschnittes die Wellengeschwindigkeit $w = \sqrt{g\, t_0}$.

In den meisten Fällen liegt die Abflußgeschwindigkeit in dem von Einbauten freien Bett so weit unter der Wellengeschwindigkeit, daß eine das übliche Maß überschreitende Ein-

[1]) Berlin, Verlag von Julius Springer.
[2]) Nr. 37.
[3]) Heft 13.

engung des Querschnittes durch Einbauten erforderlich sein würde, um die Wassergeschwindigkeit beim Durchfluß durch die Öffnungen zwischen den Einbauten bis zur Wellengeschwindigkeit zu steigern. Die Bedingungen, unter denen dieser Fließwechsel eintritt, sind zahlreiche Pfeilerformen bereits bestimmt und für schlank zugespitzte Einbauten, wie sie im Brückenbau meist Verwendung finden, im Aufsatz [2] veröffentlicht worden.

Bei den neuzeitlichen Brücken und auch bei den beweglichen Wehren haben die Pfeilereinbauten gewöhnlich eine zu den Durchflußweiten der einzelnen Öffnungen b so geringe Breite d, daß ein Fließwechsel des Wassers vom „Strömen" zum „Schießen" nicht vorkommt. Das für den rein strömenden Durchfluß abgeleitete Verfahren wird daher in der überwiegenden Mehrzahl aller praktisch vorkommenden Fälle Anwendung finden können.

Bei diesem Verfahren handelt es sich um die Aufgabe, die **Stauhöhe** z_I in m bei rein strömendem Durchfluß in einem rechteckigen Bett beim Einbau einer beliebigen Anzahl von Pfeilern beliebiger Querschnittsgestalt zu bestimmen, wenn gegeben sind:

1. die abfließende Wassermenge . . . . . Q in cbm/sec
2. die Breite des Bettes . . . . . B in m
3. die Wassertiefe im ungestauten Fluß . . t_0 in m
4. die Anzahl der Pfeiler . . . . . n
5. die Pfeilerstärken . . . . . d in m
6. die wagerechte Querschnittsform der Pfeiler, festgelegt durch den noch zu erläuternden Grenz-Formwert . . . . . δ_0
7. die Rauhigkeit der Pfeileroberflächen.

Die Rauhigkeit der Pfeileroberfläche kann im allgemeinen bei der Bestimmung der Stauhöhe vernachlässigt werden, da besondere Versuchsreihen ergeben haben, daß sie nur einen ganz unbedeutenden Einfluß auf die Stauhöhe ausübt, der sich in den meisten Fällen der sicheren Festlegung entzieht. Das weiter besprochene Berechnungsverfahren gilt für Pfeilereinbauten der üblichen mittleren Rauhigkeit. Bei sehr rauhen Einbauten ist ein kleiner Zuschlag zur berechneten Stauhöhe zu machen, der aber keinesfalls einige Hundertstel übersteigt, während für ganz glatte Einbauten — etwa Betonpfeiler mit Glattstrich — eine Verminderung um gleichfalls höchstens wenige Hundertstel erforderlich wird.

Die Rauhigkeit des Bettes des Wasserlaufes übt auf die zu berechnende Stauhöhe keinen unmittelbaren Einfluß aus. Im ungestauten Flußbett ist sie, ebenso wie das Gefälle des Flußbettes und die Bettgestalt unterhalb der Einbauten in der Wassertiefe t_0 des ungestauten Wasserlaufes an der Staustelle schon berücksichtigt.

Ist die Wassertiefe t_0 — etwa beim besonders wichtigen Höchstwasserabfluß — durch Messung nicht bestimmbar, so muß sie mit Hilfe der üblichen Rechnungsverfahren für die Ermittlung der Wasserspiegellage bei ungleichförmigem Wasserabfluß festgelegt werden, wozu die Gestalt des Flußbettes unterhalb der Einbauten, sein Gefälle und die Rauhigkeit der Wandungen des Bettes bekannt sein müssen.

Für die Berechnung der Stauhöhe einer Brücke genügen die folgenden weiterhin erklärten vier Werte:

a) die Geschwindigkeitshöhe des ungestauten Wasserlaufes . . . . . k_0
b) die Verbauung . . . . . α
c) das Fließverhältnis des ungestauten Wasserlaufes ω
d) der Grenz-Formwert der Pfeilereinbauten . . . . δ_0

Die Geschwindigkeitshöhe k_0 ist ein Längenmaß. Die Werte α, ω und δ_0 sind dagegen Verhältniszahlen, von denen die Werte α und ω aus den unter 1 bis 5 genannten Werten abgeleitet werden können, der Wert δ_{-0} aber dem wagerechten Querschnitt der Pfeiler eigentümlich ist und durch Versuche am Modell festgelegt werden muß.

Die Bestimmung der unter a) bis d) genannten Werte erfolgt in der folgenden Weise:

a) Die **Geschwindigkeitshöhe** k_0 der mittleren Geschwindigkeit $u = \frac{Q}{B\,t_0}$ des ungestauten Wasserlaufes berechnet sich in der bekannten Weise zu:

$$k_0 = \frac{u^2}{2\,g}.$$

b) Die **Verbauung** α legt das Verhältnis des durch die Einbauten ausgefüllten Teiles des benetzten Querschnittes des ungestauten Flusses zum Gesamtquerschnitt F des unverbauten Flusses fest. Bei einem rechteckigen Querschnitt von der Tiefe t_0 kann gesetzt werden:

$$\alpha = \frac{f}{F} = \frac{\Sigma(d\,t_0)}{B\,t_0} = \frac{\Sigma(d)}{B}.$$

Die Verbauung ist neben der Geschwindigkeitshöhe der für die Bestimmung der Stauhöhe wichtigste Faktor, da die Stauhöhe bei rein strömendem Durchfluß näherungsweise proportional zur Geschwindigkeitshöhe und zur Verbauung anwächst.

c) Das **Fließverhältnis** ω ist ein die Eigenschaften eines Wasserlaufes charakterisierender Zahlenwert. Er ergibt sich durch Division der Geschwindigkeitshöhe der mittleren Geschwindigkeit im unverbauten Fluß k_0 durch dessen Tiefe t_0.

Das Fließverhältnis $\omega = k_0 : t_0$ übt im allgemeinen auf die Stauhöhe eine nicht allzu beträchtliche Wirkung aus. Die Versuche haben gezeigt, daß bei den gleichen Einbauten, bei gleicher Geschwindigkeitshöhe und bei gleicher Verbauung die Stauhöhe bei wachsendem Fließverhältnis schwach, und zwar innerhalb der gewöhnlich vorliegenden Grenzen der Verbauung von $\alpha = 0{,}06$ bis $\alpha = 0{,}36$ etwa proportional dem Wert $(1 + 2\,\omega)$ anwächst.

d) Der **Grenzformwert** δ_0 ist ein Zahlenwert, durch den der Einfluß der geometrischen Gestalt der Pfeiler auf die Stauhöhe zum Ausdruck gebracht werden soll. Denn die Stauhöhe ist auch bei einer gegebenen Verbauung, d. h. bei einem bestimmten Verhältnis der gesamten größten Breite aller Einbauten zur Breite des ganzen Wasserstromes keineswegs für alle Pfeilerformen konstant. Sie schwankt vielmehr in weiten Grenzen, wobei namentlich die Form des Oberhauptes und die Form des Unterhauptes, in geringerem Maß aber auch die Rumpflänge der Pfeiler die Stauhöhe beeinflussen.

Die Gestalt des **Oberhauptes** der Pfeiler wirkt auf die Höhe des Staues hauptsächlich in der Weise ein, daß sie die Größe der kleinsten für den Wasserdurchfluß nutzbaren Querschnittsbreite der einzelnen Durchflußöffnungen bedingt, die nicht immer dem Abstand der die Öffnung begrenzenden Pfeiler oder Widerlager entspricht. Bei gut abgerundeten oder zugespitzten Oberhäuptern ist dies allerdings der Fall, da bei solchen der Wasserstrom an den Pfeilern angeschmiegt bleibt und den ganzen Raum von Pfeiler zu Pfeiler ausfüllt. Gehen aber die parallelen Wände des Pfeilerrumpfes schroff, d. h. entweder mit einem scharfen Knick oder durch Vermittlung einer gekrümmten Fläche von sehr kleinem Krümmungshalbmesser in das Pfeilerhaupt über, so trennt sich an der Knickkante oder an der scharf gekrümmten Übergangsfläche der Wasserstrom infolge seines Beharrungsvermögens von den Wandungen des Pfeilers, und es entstehen zwischen dem Wasserstrom und den Pfeilern Räume, die für die Wasserableitung ungenutzt bleiben. Diese Räume sind zwar auch mit Wasser angefüllt. Das Wasser in ihnen nimmt aber nicht wesentlich am Abflußvorgang teil, sondern bewegt sich in der Hauptsache in geschlossenen Ringbahnen, indem es Wasserwalzen bildet, in denen die Fließrichtung zum Teil sogar stromaufwärts gerichtet ist.

Die infolge der Ablenkung des Wasserstromes von den Pfeilern neben dem Pfeilerrumpf entstehenden „Seitenwalzen" gehen häufig in Fließwirbel über, die ihre Lage nicht beibehalten, sondern sich langsam stromabwärts bewegen. Aber auch in diesem Fall ist die Wasserableitung in den Räumen zwischen den Pfeilern und dem eigentlichen Wasserstrom so gering, daß sie bei Bestimmung des für den Abfluß nutzbaren

Querschnittes, ebenso wie die durch die Einbauten selbst ausgefüllten Querschnittsteile des ungestauten Wasserlaufes, unbedenklich ausgeschaltet werden können.

Bei Bestimmung der nutzbaren Abflußbreite zwischen zwei benachbarten Pfeilern können die mit Wasserwalzen und Fließwirbeln ausgefüllten Räume als Teile der Pfeiler aufgefaßt werden. Auf den Energiehaushalt der Wasserläufe wirken sie aber noch stärker ein als feste Einbauten von der gleichen Größe, indem die Walzen erhebliche Mengen von Energie verbrauchen, d. h. in Wärme umsetzen, Energie, die sie nur dem Wasserstrom zu entnehmen vermögen.

Die Wirkung der Walzen besteht demnach zunächst darin, daß sie — wie die festen Einbauten selbst — den Abflußquerschnitt einengen, wodurch eine verstärkte Senkung des Wasserspiegels in den Durchflußöffnungen, eine Vergrößerung der Abflußgeschwindigkeiten und vermehrte Reibungsarbeit im Wasserstrom entstehen. Die letztere macht sich in einem verstärkten Oberflächengefälle auf der eingeengten Flußstrecke und in der Hebung des Wasserspiegels oberhalb der Einbauten, d. h. durch Vergrößerung des Staues bemerkbar. Das Oberflächengefälle des Wasserspiegels auf der Flußstrecke, in der Walzen auftreten, wird aber noch weiter durch den Energieverbrauch der Wasserwalzen vergrößert, der erheblich stärker ist, als der durch die Reibung an festen Wandungen entstehende. Auch hierdurch wird der auftretende Stau vergrößert.

Die durch scharfe Übergänge zwischen den Begrenzungen des Oberhauptes und des Pfeilerrumpfes hervorgerufenen Wasserwalzen und Fließwirbel lassen sich bei den Modellversuchen durch Bestäubung der Wasseroberfläche kenntlich machen und photographisch festlegen, wie dies aus den Abb. 7—10 der Tafelbeilage zum Aufsatz [3] hervorgeht. Sie erreichen bei rechteckigen Pfeilern ihre größte Breitenerstreckung, die bis zur halben Pfeilerbreite anwächst, so daß der dem Wasserabfluß durch einen rechteckigen Pfeiler und die beiderseitigen Seitenwalzen entzogene Raum etwa die doppelte Breite des Pfeilers selbst besitzt. Die durch die Wirkung der oberen Begrenzung der Pfeiler hervorgerufene Staubildung ist in diesem Fall beträchtlich. Je vollkommener die Bildung von Seitenwalzen durch gute Abrundung bezw. Zuschärfung des Oberhauptes der Pfeiler vermieden wird, desto geringer ist der durch die Wirkung des Oberhauptes erzeugte Stau. Schon bei einem halbkreiszylindrischen Oberhaupt besitzen die Seitenwalzen nur etwa die Hälfte der Breite der bei rechteckigen Pfeilern auftretenden Walzen, wobei die Stauwirkung auf etwa 37 vH der bei einem rechteckigen Pfeilerkopf beobachteten zurückgeht. Bei durch Kreisbögen mit Halbmessern von der doppelten Pfeilerbreite zugespitzten Pfeilern fehlen die Seitenwalzen ganz. Die Stauwirkung nimmt in diesem Fall auf 28 vH der bei rechteckigen Pfeilern auftretenden ab.

Auch das **Unterhaupt** der Pfeiler nimmt bei rein strömendem Durchfluß des Wassers an der Staubildung teil. Denn die durch den Energieverbrauch am Unterhaupt erzeugte Hebung der Energielinie setzt sich stromaufwärts bis weit über das obere Pfeilerende fort und bedingt bei dem auch hier herrschenden strömenden Abfluß eine Hebung des Wasserspiegels, die um so größer ist, je mehr Energie durch innere Arbeit des Wassers am Unterhaupt verzehrt wird.

Auch am Unterhaupt wird der Energieverbrauch hauptsächlich durch Wasserwalzen verursacht, die als Unterwalzen unterhalb der Pfeiler entstehen.

Die Unterwalzen bilden sich nicht symmetrisch zur Pfeilerachse, sondern abwechselnd an der einen und nach einiger Zeit an der anderen Pfeilerhälfte, wobei der Wasserspiegel in Schwankungen gerät. Diese Walzen wandern langsam stromabwärts und erzeugen bei ihrem Verschwinden einen pendelnden Wasserstrom, der sich noch bis weit unterhalb der Pfeiler verfolgen läßt. Die Walzen gehen demnach schon bald nach ihrem Auftreten in Fließwirbel über, die auch nicht von langer Dauer sind. Die Form dieser Unterwalzen und der aus ihnen entstehenden Fließwirbel geht aus den Abb. 1—9 sowie 11 u. 12 auf der Tafelbeilage zu Aufsatz [3] hervor.

Die Unterwalzen verschwinden auch bei stromabwärts sehr schlank zugespitzten Pfeilern nicht vollständig. Sie erreichen bei rechteckig begrenzten Pfeilern fast die volle Breite der Pfeiler selbst.

Die hauptsächlich durch die Unterwalzen erzeugte Stauwirkung des Unterhauptes ist beträchtlich und kann diejenige des Oberhauptes übertreffen.

Auch der **Pfeilerrumpf** hat Einfluß auf die Staubildung, indem bei gleicher Ausbildung der Pfeilerhäupter die Stauhöhe sich mit der Länge des Pfeilerrumpfes ändert. Die geringste Stauhöhe wird bei ungeänderter Form der Häupter beobachtet, wenn die gesamte Pfeilerlänge das 3- bis 5-fache der Pfeilerbreite beträgt. Sowohl eine Verkürzung als auch eine Verlängerung des Pfeilerrumpfes gegenüber diesem Maß vergrößert den Stau. Die Verkürzung der Pfeiler ruft namentlich bei denjenigen Oberhäuptern, die Seitenwalzen erzeugen, eine starke Stauvermehrung hervor, die wohl darauf zurückzuführen ist, daß sich die Seiten- und Unterwalzen vereinigen und dann besonders große Energiemengen verzehren.

Die Stauvermehrung bei starker Verlängerung des Pfeilerrumpfes erklärt sich dagegen aus der Vergrößerung der Strecke, auf der das Oberflächengefälle infolge des eingeschränkten Durchflußquerschnittes vergrößert wird.

Bei den kurz berührten vielfachen und äußerst verwickelten Ursachen der Staubildung infolge des Einbaues von Pfeilern beim rein strömenden Durchfluß muß jeder Versuch, die Einwirkung der Querschnittsgestalt der Pfeiler auf die Stauhöhe rein rechnerisch zu bestimmen, als aussichtslos erscheinen. Denn der Stau wird bei rein strömendem Durchfluß durch die Reibungsarbeit des Wassers erzeugt, die hauptsächlich in den Wasserwalzen zur Geltung kommt, deren Erforschung noch in den ersten Anfängen steht. Wir sind heute noch nicht einmal imstande, zu bestimmen, unter welchen Voraussetzungen diese Wasserwalzen entstehen, welche Größe sie besitzen und wie sich in ihnen die Energievernichtung vollzieht. Darüber müßten wir uns aber vor allem ein klares Bild machen können, wenn wir daran denken wollen, auch die feineren Arbeitsvorgänge in den Walzen zu verstehen und ihren Energieverbrauch zahlenmäßig festzulegen. Da die theoretische Lösung des in Frage stehenden Problems demnach aussichtslos erscheint, die Beobachtung bei ausgeführten Brücken aber auf ganz außerordentliche Schwierigkeiten stößt und bei der Unmöglichkeit, die Einbauten beliebig zu entfernen und wieder in den Wasserstrom einzusetzen, zu einem Ziele nicht führen kann, blieb für die Erforschung des Brückenstauproblems und namentlich für die Festlegung des Einflusses der Querschnittsform der Pfeiler auf die Stauhöhe nur der Weg des Modellversuches gangbar.

Um bei diesen Versuchen trotz der zahlreichen in Betracht zu ziehenden veränderlichen Werte zu einem praktischen Ergebnis zu gelangen, wurde zunächst das ganze Stauproblem nur für eine einzig beliebig gewählte Pfeilerform, die als „Normpfeiler" bezeichnet wurde, untersucht, indem für diese Pfeilerform eine Stauformel abgeleitet wurde, die es ermöglicht, die Stauhöhe z_0 aus der Geschwindigkeitshöhe k_0 des ungestauten Wasserstromes, aus der vorliegenden Verbauung α und aus dem Fließverhältnis ω des ungestauten Wasserstromes zu bestimmen.

Alsdann wurde versucht, die für den Normpfeiler abgeleitete Formel durch Multiplikation mit einem jedem einzelnen anderen Pfeilerquerschnitt eigentümlichen, durch Versuche ermittelten **Formwert** auch für andere Pfeilerformen verwendbar zu machen.

Diese Feststellungen wurden dadurch erschwert, daß — wie die Versuche zeigten — die Formwerte nicht lediglich von der Querschnittsgestalt der Pfeiler abhängen und somit für jede Pfeilerform eine konstante Größe besitzen, sondern sich mit der Größe der Verbauung ändern. Sie

sind aber, wie gleichfalls aus den Versuchen hervorging, innerhalb der bei den Beobachtungen erreichbaren Genauigkeitsgrenzen unabhängig von der Größe der Geschwindigkeitshöhe k_0 und des Fließverhältnisses ω.

Als **Normpfeiler** wurde ein im wagerechten Querschnitt linsenförmiger Pfeiler gewählt, dessen Länge $^{20}/_{3}$ der Breite beträgt, da diese Pfeilerform, die von zwei Kreiszylinderflächen begrenzt wird, sich auf der Drehbank mit jeder gewünschten Genauigkeit anfertigen läßt.

Als Material für die Normpfeiler wurde polierter Stahl gewählt, während die übrigen untersuchten Pfeiler und ein zweiter Satz von Normpfeilern aus sauber geglättetem und geöltem Pitchpineholz hergestellt wurden, wobei sich fast genau die hydraulische Glätte der Stahlpfeiler erzielen ließ. Unter der Annahme einer Pfeilerbreite von 3 m und einer Länge von 20 m betrug der Modellmaßstab 1 : 100, da den Pfeilern eine Breite von 3 cm und eine Länge von 20 cm gegeben wurde. Dabei waren die Begrenzungen der Kreiszylinderflächen der Normpfeiler nach einem Krümmungshalbmesser von 34,08 cm gekrümmt. Von den stählernen Normpfeilern wurden im ganzen 10 Stück hergestellt, um durch Einbau einer wechselnden Zahl von Pfeilern möglichst viele Verbauungen und auch solche von beträchtlicher Größe erzielen zu können. Als Versuchsrinne kam meist ein mit größter Genauigkeit geradlinig hergestellter Modellkanal von 40 cm Breite (entsprechend 40 m in der Natur) zur Anwendung, in dem sich ein völlig stetiger Wasserabfluß herstellen ließ.

Auf Grund von 131 verschiedenen Versuchen mit Normpfeilern für den rein strömenden Durchfluß wurde für diese Pfeilerart die Stauhöhe z_0 zu:

$$z_0 = (0{,}4\,\alpha + \alpha^2 + 9\,\alpha^4)\,(1 + 2\,\omega)\,k_0 \quad \ldots\ldots\ldots \quad (1$$

ermittelt.

Die Bestimmung der Stauhöhe bei rein strömendem Durchfluß für andere Pfeilerformen erfolgt dann mit Formel:

$$z_1 = \delta_1 z_0 = \delta_1 (0{,}4\,\alpha + \alpha^2 + 9\,\alpha^4)(1 + 2\,\omega)\,k_0 \quad \ldots\ldots \quad (2$$

Der Formwert δ_1 wurde auf Grund der graphischen Auftragung der Formwerte bei verschiedenen Verbauungen zwischen $\alpha = 0{,}06$ und $\alpha = 0{,}36$ bei allen Pfeilerformen zu:

$$\delta_1 = \delta_0 - \alpha\,(\delta_0 - 1) \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad (3$$

gefunden, so daß sich die Größe der Stauhöhe innerhalb der angegebenen Verbauungen ganz allgemein zu:

$$\boxed{z_1 = [\delta_0 - \alpha\,(\delta_0 - 1)]\,(0{,}4\,\alpha + \alpha^2 + 9\,\alpha^4)(1 + 2\,\omega)\,k_0} \quad \ldots \quad (4$$

berechnet.

Dabei ist δ_0 für jede Pfeilerform ein Festwert und, zwar derjenige Formwert, der sich für den untersuchten Pfeilerquerschnitt als Grenzwert für die Grenzverbauung $\alpha = 0$ ergeben würde. Dieser ideelle Wert wurde mit dem Namen **Grenz-Formwert** bezeichnet. Bei dem im Gebiet der üblichen Verbauungen zwischen $\alpha = 0{,}06$ und $\alpha = 0{,}36$ nahezu geradlinigen Verlauf der in ihrer Abhängigkeit von der Verbauung α aufgetragenen δ_1-Linien, die ein Strahlenbüschel bilden, das für $\alpha = 1{,}0$ die Polhöhe $\delta_1 = 1{,}0$ besitzt, läßt sich der Grenz-Formwert δ_0 für jeden Wert von δ_1 mit Formel (3) leicht berechnen, da $\delta_0 = \frac{\delta_1 - \alpha}{1 - \alpha}$.

Es würde daher schon die Bestimmung des Wertes δ_1 für eine einzige beliebige Verbauung α zur Festlegung des Wertes δ_0 für die gerade untersuchte Pfeilerform genügt haben. Um sicher zu gehen, wurden aber stets die Formwerte für wenigstens 2 verschiedene Verbauungen, und zwar gewöhnlich für $\alpha = 0{,}15$ (2 Pfeiler) und für $\alpha = 0{,}30$ (4 Pfeiler) bestimmt, so daß sich der Grenzformwert als Mittelwert aus zwei Beobachtungen berechnen ließ.

Das angegebene Näherungsverfahren hat den Vorteil, daß nicht für jede einzelne Pfeilerform eine genaue Untersuchung für wechselnde Werte von k_0, ω und α erforderlich war, wie sie mit einem sehr bedeutenden Zeitaufwand für drei besonders bemerkenswerte und erheblich voneinander abweichende Pfeilerformen, und zwar für die Querschnittsformen „K", „F" und „A" (siehe Tafel VIII) durchgeführt wurde.

Vielfache Überprüfungen haben gezeigt, daß das besprochene Näherungsverfahren innerhalb der genannten Verbauungsgrenzen durchaus befriedigende Werte liefert.

Das Ergebnis der ausgeführten Bestimmungen der Grenzformwerte δ_0 für die zahlreichen auf den Tafeln VIII bis X dargestellten verschiedenen Pfeilerquerschnitte ist bei den einzelnen Querschnitten in rechteckigen Rahmen ☐ vermerkt worden. Dabei wurden die ermittelten δ_0-Werte bezogen auf den δ_0-Wert 1,0 des Normpfeilers als Einheit zum übersichtlichen Vergleich auch als lotrechte dreilinige Balken ⫴ in die zugehörigen Pfeilerquerschnitte eingezeichnet.

Alle untersuchten Pfeilerquerschnitte erhielten im Modell die gleiche Breite von 3 cm. Nur für einzelne Pfeilerformen wurde diese Breite auf 0,375, 0,75, 1,5, 6 und 12 cm abgeändert, um die Gültigkeit des Ähnlichkeitsgesetzes und damit die Übertragbarkeit des Ergebnisses der Modellversuche auf die größeren Verhältnisse der Wirklichkeit festzustellen; eine Untersuchung, die zu einem durchaus befriedigenden Ergebnis führte. (Tabelle im Aufsatz [3]).

Die Pfeilerlänge wurde in den meisten Fällen ebenfalls gleichmäßig zu 20 cm gewählt, um den Einfluß der Gestalt der Pfeilerhäupter auf die Größe des Grenz-Formwertes und damit auf die Größe des Staues in voller Schärfe hervortreten zu lassen. In zahlreichen Fällen wurde aber außerdem auch die Pfeilerlänge bei gleichbleibender Breite variiert, um dadurch den Einfluß der Kopf- bzw. der Rumpflängen der Pfeiler auf die Stauhöhe festzulegen.

Ganz allgemein gültige Formeln lassen sich für die δ_0-Werte nicht aufstellen, da die Pfeilerquerschnitte hierfür eine zu mannigfaltige und von zu vielen veränderlichen Einzelwerten abhängige Form aufweisen. Für einzelne Pfeilergruppen war es aber möglich, genügend genaue und einfache Formeln zur Bestimmung des Grenzformwertes δ_0 abzuleiten.

Auf **Tafel VIII** sind diese Formeln für abgeschrägte, abgerundete, rautenförmige, linsenförmige und elliptische Pfeilerquerschnitte sowie für Pfeiler mit keilförmigen, halblinsenförmigen und elliptischen Köpfen angegeben. Die δ_0-Werte wurden dabei in allen Fällen als Funktionen der Kopflängenziffer ε (dem Verhältnis der Kopflänge l_k zur Pfeilerstärke d) ausgedrückt.

Auf **Tafel IX** sind in ähnlicher Weise Formeln für 10 verschiedene Pfeilergruppen angegeben, bei denen für die gleiche Form der Köpfe die Länge des Rumpfes verschieden gewählt wurde, um den Einfluß der Pfeilerlänge auf die Stauhöhe festzulegen. Bei diesen Gruppen wurde der Grenzformwert δ_0 als Funktion der Pfeilerlängenziffer λ – dem Verhältnis der gesamten Pfeilerlänge (einschließlich der Häupter) l zur Pfeilerstärke d — ausgedrückt. Bei einzelnen der Gruppen mußte dabei wegen der Unstetigkeit im Verlauf der δ_0-Linien eine Zerlegung in zwei Untergruppen erfolgen, um mit einfachen Formeln eine genügende Genauigkeit zu erreichen.

Bei Pfeilerformen, für die keine Formeln abgeleitet wurden, ist es leicht möglich, durch Interpolation und kritische Schlüsse aus verwandten Pfeilerformen den richtigen δ_0-Wert mit genügender Annäherung zu ermitteln, wozu die zahlreichen untersuchten Pfeilerformen einen ausreichenden Anhalt bieten.

Schon auf Tafel VIII sind die Grenzformwerte δ_0 für einzelne unsymmetrische Querschnittsformen angegeben worden, bei denen besonders auffällt, daß der fischförmige Pfeiler Y einen geringeren δ_0-Wert besitzt und daher weniger Stau erzeugt, wenn der breite Kopf stromaufwärts gerichtet ist, was sich aus dem in diesem Fall wesentlich schwächeren Energieverbrauch der Unterwalzen erklärt.

Auf **Tafel X** sind die δ_0-Werte für eine größere Zahl von unsymmetrischen Pfeilern von durchweg gleicher Länge und gleicher Breite zusammengestellt worden. Die für diese unsymmetrischen Pfeilerformen ermittelten δ_0-Werte haben es ermöglicht, eine getrennte Bestimmung des Staues der oberen und der unteren Pfeilerhälfte bei den einzelnen Querschnittsformen durchzuführen.

Die mit größter Schärfe vorgenommenen Beobachtungen haben gezeigt, daß bei den untersuchten Pfeilern vom Längenverhältnis 20 : 3 eine nennenswerte gegenseitige Beeinflussung der Stauwirkung der beiden Pfeilerhälften nicht eintritt, so daß es möglich ist, die Stauwirkung eines unsymmetrischen Pfeilers aus der bekannten Stauwirkung der den Pfeiler bildenden beiden Hälften durch einfache Addition zu bestimmen. Der Vergleich der bei den einzelnen Pfeilerhälften festgestellten Stauwirkungen ist besonders lehrreich, da er wertvolle Schlüsse auf die Ursachen der Staubildung zuläßt. Der verfügbare Raum verbietet es, im einzelnen näher auf die Abhängigkeit zwischen Stauhöhe und Pfeilerform einzugehen.

Nach Bestimmung des δ_0-Wertes ist es in allen Fällen möglich, mit Hilfe der Formel (4) die Stauhöhe z_I aus dem ermittelten Wert von δ_0, sowie aus den Werten k_0, α und ω festzulegen, wobei allerdings immer genau darauf zu achten ist, daß der Durchfluß des Wassers durch die Einbauten rein strömend erfolgt. Denn beim Übergang des Wassers vom Strömen zum Schießen treten ganz andere Ursachen der Staubildung in die Erscheinung und es nehmen daher auch die für die Stauberechnung zu verwendenden Formeln in diesem Falle eine andere Zusammensetzung an (Aufsatz [2], Formeln 6—10 und Aufsatz [3] Formeln 8, 11, 12 und 15).

Auf **Tafel XI** ist ein graphisches Verfahren abgeleitet, das die Bestimmung der Stauhöhen in bequemer Weise gestattet und auch Aufschluß darüber gibt, ob der untersuchte Fall noch in den Bereich des rein strömenden Durchflusses gehört.

Zur graphischen Ermittlung der Stauhöhen z_I beim rein strömenden Durchfluß nach Formel (4) handelt es sich um die graphische Multiplikation zweier aus je zwei Veränderlichen abgeleiteten Faktoren A und B, die in Formel (5) in große Klammern zusammengefaßt wurden:

$$z_I = A \cdot B = \left\{[\delta_0 - \alpha(\delta_0 - 1)]\,[0{,}4\,\alpha + \alpha^2 + 9\,\alpha^4]\right\} \cdot \left\{(1 + 2\,\omega)\,k_0\right\} \quad (5$$

Wird in dieser Formel:

$$\omega = \frac{k_c}{t_0} \text{ und } k_0 = \frac{u^2}{2\,g} = \frac{Q^2}{2\,g\,B^2 t_0^2} = \frac{q^2}{2\,g \cdot 1\,m^2 \cdot t_0^2}$$

gesetzt, wobei q die auf 1 m Bettbreite abfließende Wassermenge in cbm/sec bedeutet, so geht Formel (5) über in Formel:

$$z_I = \underbrace{\left\{[\delta_0 - \alpha(\delta_0 - 1)]\,[0{,}4\,\alpha + \alpha^2 + 9\,\alpha^4]\right\}}_{A} \cdot \underbrace{\left\{\left[1 + \frac{q^2}{g\,t_0^3}\right]\frac{q^2}{2\,g\,t_0^2}\right\}}_{B} \quad (6$$

Die Größe des Faktors A läßt sich, wie in der Textabbildung näher erläutert ist, aus dem Tafelteil (I) (links oben) als Ordinate des Schnittpunktes P_I der Abszisse α und der δ_0-Linie bestimmen. Die Größe des Faktors B ergibt sich aus Tafelteil (II) (rechts unten) als Abszisse des Punktes P_{II}, des Schnittpunktes der Ordinate t_0 mit der q-Linie.

Die Wagerechte durch Punkt P_I und die Lotrechte durch Punkt P_{II} schneiden sich im Tafelteil (III) (rechts oben) im Punkte P_{III}. Dieser Punkt P_{III} gestattet die unmittelbare Ablesung der Stauhöhe z_I für den rein strömenden Durchfluß auf den Produktenlinien ([A · B]-Linie), die eine Schar gleichseitiger Hyperbeln bilden.

Die Werte A sind reine Zahlenwerte, da sowohl α als auch δ_0 unbenannte Zahlen sind. Sie ändern sich daher nicht, wenn der Modellmaßstab geändert wird.

Die Werte B sind Längenmaße, da die Abflußmengen q die Dimension $\frac{m^3}{sec \cdot m^1} = \frac{m^2}{sec}$, die Wassertiefe t_0 die Dimension m, die Erdbeschleunigung g aber die Dimension $\frac{m}{sec^2}$ besitzt. Das Produkt von A und B ist ein Längenmaß, nämlich die Stauhöhe z_I.

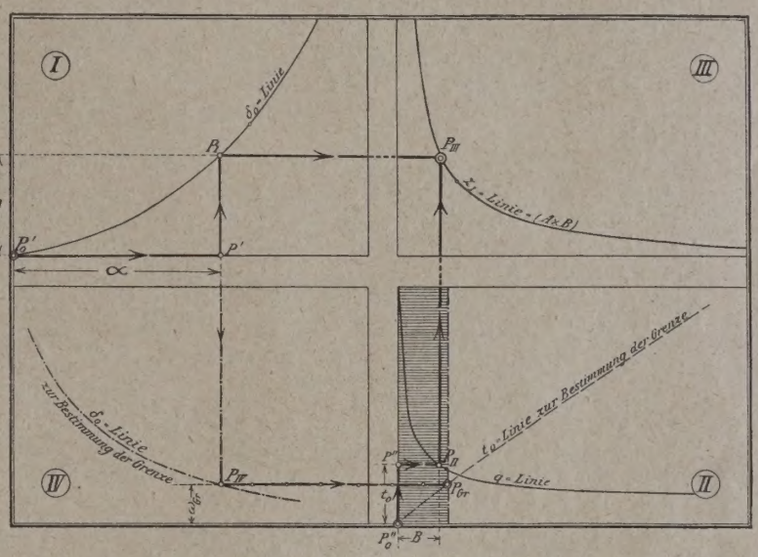
Da die Stauhöhe proportional dem Wert B anwächst, kann bei kleinen Stauhöhen die Abgreifung des Wertes z_I dadurch verschärft werden, daß man den Maßstab um das n-fache vergrößert. Dazu muß der Wert t_0 mit n, der Wert q aber mit $n^{3/2}$ multipliziert werden, während dann die im Tafelteil (III) abgegriffene Stauhöhe z_I durch n zu dividieren ist.

Die Festsetzung der Grenzen, bis zu denen der rein strömende Durchfluß bei sich ändernden Verbauungen α und Fließverhältnissen ω bestehen bleibt, durch Versuche ist eine schwierige und zeitraubende Aufgabe. Da sie unmöglich für alle untersuchten Pfeilerformen durchgeführt werden konnte, erfolgte die genaue Bestimmung der Grenzen nur für 3 Pfeilerformen, die alle die Pfeilerlängenziffer $\lambda = 20 : 3$ besaßen.

Die untersuchten Pfeiler waren wieder:

1. der Normpfeiler . . . . . „K",
2. der spitzbogenförmig zugespitzte Pfeiler . „F",
3. der rechteckige Pfeiler . . . . . „A".

Die Bestimmung der Grenzen für den rein strömenden Durchfluß wurde in der Weise ausgeführt, daß für verschiedene Verbauungen α der Grenzwert des Fließverhältnisses ω_{Gr} bestimmt wurde, der im ungestauten Wasserlauf nicht überschritten werden darf, wenn nicht unter Bildung von Deckwalzen ein Teil des Wassers die Wellengeschwindigkeit überschreiten und zum Schießen übergehen soll.



Anweisung zur Bestimmung der Stauhöhe z_I für beliebige Pfeilerformen bei rein strömenden Durchfluß mit Hilfe Tafel XI aus den Werten q, t_0, α und δ_0.

Die so bestimmten Grenzfließverhältnisse wurden dann als Funktionen der Verbauung α aufgetragen. Aus den aufgezeichneten Linien wurden die folgenden Formeln abgeleitet:

Für die Pfeilerform „K":

$$\omega_{Gr} = \frac{1}{2{,}8 + 10\,\alpha} - 0{,}11 + \frac{1}{10000\,\alpha + 13} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (7$$

Für die Pfeilerform „F":

$$\omega_{Gr} = \frac{1}{2{,}7 + 21\,\alpha} - 0{,}040 \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (8$$

Für die Pfeilerform „A":

$$\omega_{Gr} = \frac{1}{2{,}5 + 5\,\alpha} - 0{,}173 + \frac{1}{2000\,\alpha + 10{,}3} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (9$$

Obschon die drei untersuchten Pfeilerformen sehr erheblich voneinander abweichen und infolgedessen auch stark voneinander verschiedene Grenzformwerte besitzen, unter-

scheiden sich die aus den Formeln (7) bis (9) berechneten Grenz-Fließverhältnisse für die gleichen Verbauungen nicht allzu sehr voneinander. Namentlich weichen die Grenz-Fließverhältnisse zwischen den Verbauungen $\alpha = 0{,}06$ und $\alpha = 0{,}36$, für die das abgeleitete Näherungsverfahren zur Bestimmung der Stauhöhen allein Anwendung finden soll, nur wenig voneinander ab. Es konnten daher aus ihnen die Grenz-Fließverhältnisse ω_{Gr} mit genügender Zuverlässigkeit auch für andere Pfeilerformen durch Interpolation abgeleitet werden.

Es wäre sogar ohne sehr erheblichen Fehler möglich, für alle praktisch vorkommenden Pfeilerformen, deren δ_0-Werte abgesehen von seltenen Ausnahmen zwischen 1,5 und 3,0 liegen und in der überwiegenden Mehrzahl aller Fälle nur zwischen 1,6 und 2,4 schwanken, bei gleichen Verbauungen auch mit den gleichen Grenz-Fließverhältnissen zu rechnen, wobei etwa die einfache Formel (8) zugrunde gelegt werden könnte.

Auch über die Grenze, bis zu denen der rein strömende Durchfluß auftritt und bis zu der daher die Berechnung der Stauhöhen z_I mit den Formeln (4) bis (6), bzw. mit dem aus ihnen abgeleiteten graphischen Verfahren erfolgen kann, gibt Tafel XI Aufschluß.

Um festzustellen, ob der Durchfluß bei den untersuchten Verhältnissen rein strömend erfolgt, sind zunächst in dem noch freien Tafelteil (IV) (links unten) zu den schon im Tafelteil (I) verwandten α-Werten als Abszissen die zugehörigen Grenz-Fließverhältnisse ω_{Gr} als Ordinaten aufgetragen worden. Es geschah dies für die Grenzformwerte $\delta_0 = 1, 2, 3$ und 4 durch Intra- bzw. Extrapolation aus den Formeln (7) bis (9).

Ferner wurden dann im Tafelteil (II) (rechts unten) zu den Grenz-Fließverhältnissen ω_{Gr} als Ordinaten die für die verschiedenen Wassertiefen t_0 berechneten Grenzwerte von B, die bei gegebenen A-Werten nicht überschritten werden dürfen, wenn der Abfluß rein strömend erfolgen soll, als Abszissen aufgetragen. Die hierfür erforderlichen Grenzwerte B_{Gr} berechnen sich aus:

$$B_{Gr} = (1+2\,\omega_{Gr})\,k_0 = (1+2\,\omega_{Gr})\,t_0\,\omega_{Gr} \quad \ldots\ldots\ (10$$

Es muß nun bei Verwendung des besprochenen graphischen Verfahrens gefordert werden, daß der aus dem tatsächlich auftretenden Fließverhältnis ω und der Geschwindigkeitshöhe k_0 des ungestauten Wasserlaufes berechnete Wert: $B = (1 + 2\,\omega)\,k_0$ kleiner als der Grenzwert B_{Gr} ist.

Die Untersuchung darüber, ob dies tatsächlich der Fall ist, erfolgt in der in der Textabbildung durch eine stark gestrichelte Linie angegebenen Weise, indem vom Punkte P_I in Tafelteil (I) aus eine lotrechte Linie bis zu der dem Formwert des untersuchten Pfeilers entsprechenden δ_0-Linie des Tafelteiles (IV) hinuntergezogen wird. Von dem Treffpunkt P_{IV} wird dann wagerecht bis zum Schnittpunkt P_{Gr} mit der gestrichelten, der Wassertiefe des ungestauten Flußlaufes t_0 entsprechenden t_0-Linie hinübergefluchtet.

Die Lotrechte durch den so gefundenen Punkt P_{Gr} bildet die Grenze, bis zu der der Punkt P_{II} sich nach rechts verschieben darf, ohne daß schießendes Wasser auftritt. Wird diese Grenze überschritten, so beginnt ein Teil des Wassers zu schießen und die Berechnung der Stauhöhe kann nicht mehr nach dem angegebenen Verfahren erfolgen, weil die Voraussetzung des rein strömenden Durchflusses dann fehlt.

Liegt dagegen Punkt P_{II} links von der Lotrechten durch P_{Gr}, so ist die durch Punkt P_{III} festgelegte Stauhöhe z_I die tatsächlich auftretende.

Die Bestimmung der Stauhöhe z_I erfolgt demnach für den rein strömenden Durchfluß mit Hilfe der Tafel XI durch die beiden Linienzüge:

$$P_0' - P' - P_I - P_{III}$$

und

$$P_0'' - P'' - P_{II} - P_{III}.$$

Ein dritter Linienzug:

$$P' - P_{IV} - P_{Gr}$$

ist erforderlich, um festzulegen, ob das Berechnungsverfahren infolge des Vorliegens des rein strömenden Durchflusses verwendbar ist, was nur zutrifft, wenn Punkt P_{III} links von der Lotrechten durch Punkt P_{Gr} liegt.

Die Bestimmung der Stauhöhen beim rein strömenden Durchfluß läßt sich demnach nach Bestimmung des der Pfeilerquerschnittsform zukommenden Grenzformwertes δ_0 aus den Tafeln VIII bis X aus der Wassertiefe t_0 in m, dem Abfluß auf 1 m Bettbreite q in $\frac{m^2}{sec}$ und der Verbauung α ohne jede Rechenarbeit mit Hilfe von Tafel XI durch wenige Linienzüge in einfachster Weise bewerkstelligen.

Die Grenzformwerte δ_0 sind auf den Tafeln mit einer Genauigkeit von Hundertsteln angegeben worden. Bei den geringen Stauhöhen, die beim rein strömenden Durchfluß des Wassers auftreten, war es aber nicht möglich, die Hundertstel bei den δ_0-Werten sicher zu bestimmen, wenn auch auf die Schärfe der ausgeführten Messungen ganz besonderer Wert gelegt wurde.

Es war aber trotzdem nicht angängig, die δ_0-Werte nur in Zehnteln anzugeben, weil sich hierbei der erwünschte Genauigkeitsgrad nicht erzielen ließ. Die δ_0-Werte wurden daher auf zwei Dezimalen so angegeben, wie sie sich bei der rechnerischen Ermittlung aus den Beobachtungswerten ergeben haben.

Die bei der Ablesung der Stauhöhen im Modell erreichte Genauigkeit betrug im allgemeinen $^1/_{10}$ mm, wie durch zahlreiche Doppelversuche festgestellt wurde, die sich bei sich kreuzenden Versuchsreihen häufig, ohne daß der Beobachter den bei früheren Versuchsreihen ermittelten Zahlenwert beachtete, ergaben. Nur selten kamen Ablesungsdifferenzen um $^2/_{10}$ mm vor, während sich für den Normpfeiler „K" durch Bildung von Mittelwerten aus zahl reichen genauesten Einzelbeobachtungen wahrscheinlich sogar eine Genauigkeit auf etwa $^1/_{20}$ mm erzielen ließ. Zur Erreichung einer solchen Genauigkeit ist aber ein hohes Maß von Geduld und Geschicklichkeit erforderlich.

Die unvermeidlichen kleinen Meßfehler werden auch durch den Ausgleich verringert, der sich bei der Bildung von Formeln aus mehreren Beobachtungen erzielen läßt.

Die Frage liegt nahe, ob es denn gerechtfertigt war, so viel Zeit und Arbeit auf die Erzielung einer besonders großen Genauigkeit bei den Beobachtungen aufzuwenden, obschon es im praktischen Wasserbau meist nicht von Wichtigkeit ist, die Stauhöhen auf Zentimeter oder gar Bruchteile von Zentimetern genau zu kennen. Bei Beurteilung dieser Frage ist zu berücksichtigen, daß die ausgeführten Versuche nicht nur dem Bedürfnis des praktischen Wasserbaues dienen sollten, sondern daß sie einen Teil der seit 2 Jahrzehnten im Karlsruher Flußbaulaboratorium verfolgten hydraulischen Untersuchungen bilden, die dazu bestimmt sind, die Erscheinungen, die beim Wasserabfluß in einem starren Bett beliebiger Gestalt auftreten, zu klären. Für diese Untersuchungen kann aber die Schärfe der einzelnen Beobachtungen nicht zu weit getrieben werden. Ohne diese Genauigkeit wäre es niemals möglich gewesen, die verschiedenen Arten des Durchflusses bei Pfeilereinbauten klar zu trennen und damit die Grundlage für die Beurteilung des Brückenstaues überhaupt erst zu schaffen.

Der gewonnene Beobachtungsstoff wird nicht nur bei der Bestimmung der Größe des Brückenstaues, sondern auch bei der Behandlung von anderen hydraulischen Problemen nützliche Verwendung finden können und dazu beitragen, die theoretische Erfassung der Erscheinungen des Wasserabflusses ganz allgemein zu fördern. Es sei hier nur an das wichtige Problem des Widerstandes fahrender Schiffe erinnert, das demjenigen des Brückenstaues nahe verwandt ist, und das aus den mitgeteilten Werten manche Förderung erfahren kann. Denn die Stauhöhe, die ein Körper im fließenden

Querschnitte der auf ihre Stauwirkung untersuchten Pfeiler verschiedener Kopfform, dargestellt in 1/100 der Modellgröfse

mit Angabe der Grenzformwerte »δ« für das Grenz-Verbauungsverhältnis α=0.

δ = Formwert-Verhältnis der Stauhöhe für Pfeiler beliebiger Form zur Stauhöhe bei Normpfeilern • K = für gleiches α und gleiches ω.
δ_0 = Grenz-Formwert für ω=0. δ_1 = Formwert für rein strömenden Durchfluss.

Formel für die Stauhöhe z_1 für rein strömenden Durchfluss:
$z_1 = \delta_1 \cdot \beta_1 \cdot \alpha \cdot k_0 = \delta_1 \cdot [0{,}4 + \alpha + 9\alpha^3] \cdot (1 + 2\omega) \cdot \alpha \cdot k_0$ worin $\delta_1 = \delta_0 - \alpha \cdot (\delta_0 - 1)$.

α = f : F = Verbauung; ω = k_0 : t_0 = Fliefsverhältnis.
$k_0 = u^2 : 2g$ = Geschwindigkeitshöhe für mittlere Geschwindigkeit.
ε = l_k : d = Kopflängen-Ziffer. (Kopflänge l_k : Pfeilerbreite d)

Maßstab für δ_0

Abgeschrägte Pfeiler
Gruppe I[b] (2. Grundform)
$\delta_0 = 2{,}87 \cdot (1{,}01 - 1{,}7\varepsilon)^3$

Pfeiler mit Keilköpfen
Gruppe I[a] (1. Grundform)
$\delta_0 = \frac{1}{0{,}205 + 0{,}115\varepsilon} - 0{,}95$

Rautenförmige Pfeiler verschiedener Länge.
Gruppe II (1. Grundform) Grenzfall.
$\delta_0 = \frac{4{,}36 \cdot (1{,}85 - 0{,}4\varepsilon)^2}{1{,}14 + \varepsilon} - 0{,}2$

Maßstab für δ_0

Abgerundete Pfeiler
Gruppe III[b] (4. Grundform).
$\delta_0 = 1{,}00 \cdot (1{,}24 - 0{,}35\varepsilon)^5 + (9\varepsilon)^4 \cdot 0{,}74$

Pfeiler mit halblinsenförmigen Köpfen
Gruppe III[a] (3. Grundform).

Norm-Pfeiler
$\delta_0 = 1{,}00$

Linsenförm. Pfeiler (Querlinsen)
Gruppe IV[b] (3. Grundform) Grenzfall.
$\delta_0 = 5{,}9 - 7{,}5\varepsilon$

Linsenförmige Pfeiler. – (Längslinsen)
Gruppe IV[a] (3. Grundform – Grenzfall)
$\delta_0 = \frac{1{,}52}{0{,}39 + \varepsilon} + 0{,}59$

Pfeiler mit elliptischen Köpfen
Gruppe V (5. Grundform)
$\delta_0 = \frac{1}{\varepsilon + 0{,}35} + 1{,}0$

Ausgehöhlte Pfeiler
Gruppe VII.
Sinuspfeiler · Hohlpfeiler

Unsymmetrische Pfeilerformen
Gruppe VIII.
Fliefs-Richtung

Elliptische Pfeiler verschiedener Länge
Gruppe VI[b] (5. Grundform) – Gruppe VI[a] (5. Grundform. Grenzfall)
$\delta_0 = 5{,}70 - 6{,}82\varepsilon$
$\delta_0 = 2{,}45 - 0{,}45\varepsilon + 0{,}32\varepsilon^2$

Die eingeschriebenen Längenmafse sind in m bezw. bei den Modellen 1:100 in cm angegeben. Pfeilerbreite 3 m (3 cm).

Die dreifachen Linien (I) und die umrahmten Zahlen □ bedeuten die aus den Beobachtungen berechneten δ_0-Werte.

Rehbock, Brückenstau.

Verlag von Julius Springer in Berlin.

Tafel VIII.

Bestimmung der durch Pfeiler erzeugten Stauhöhe bei rein strömendem Durchfluß (Durchflußart I)

Querschnitte von symetr. Pfeilern versch. Rumpflänge, dargestellt in 1/20 d. Modellgröße mit Angabe d. ideellen Grenzformwerte δ_o, für beliebige Fließverhältnisse ω und das Verbauungsverhältnis $\alpha = 0$.

Pfeiler verschiedener Länge mit Kopfform »A« (ε=0) Gruppe IX

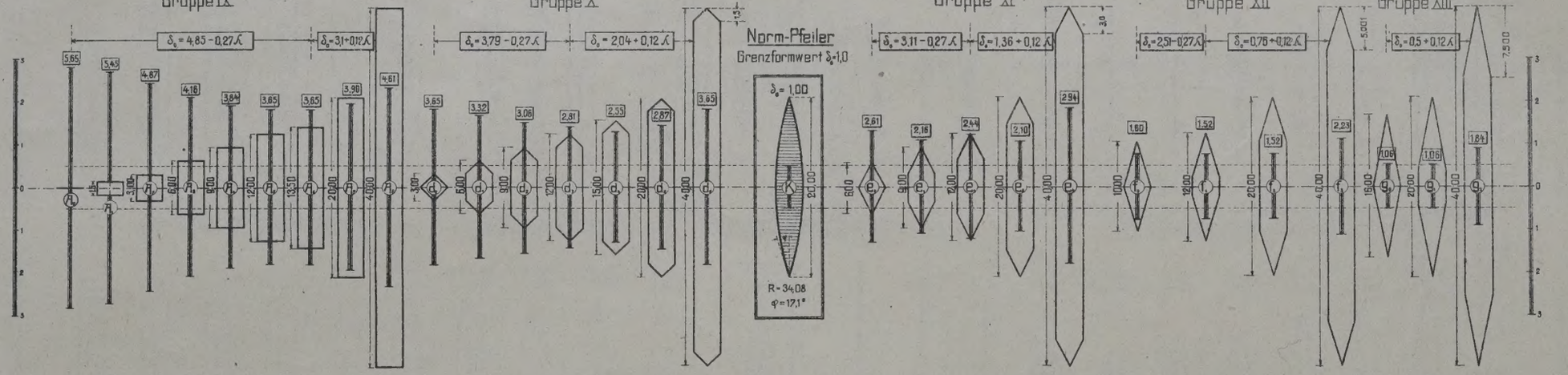
Pfeiler mit Kopfform »d« (ε=0,5) Gruppe X

Norm-Pfeiler
Grenzformwert δ_o=1,0

Pfeiler mit Kopfform »e« (ε=1,00) Gruppe XI

Pfeiler mit Kopfform »f« (ε=1,667) Gruppe XII

Pfeiler mit Kopfform »g« (ε=2,5) Gruppe XIII



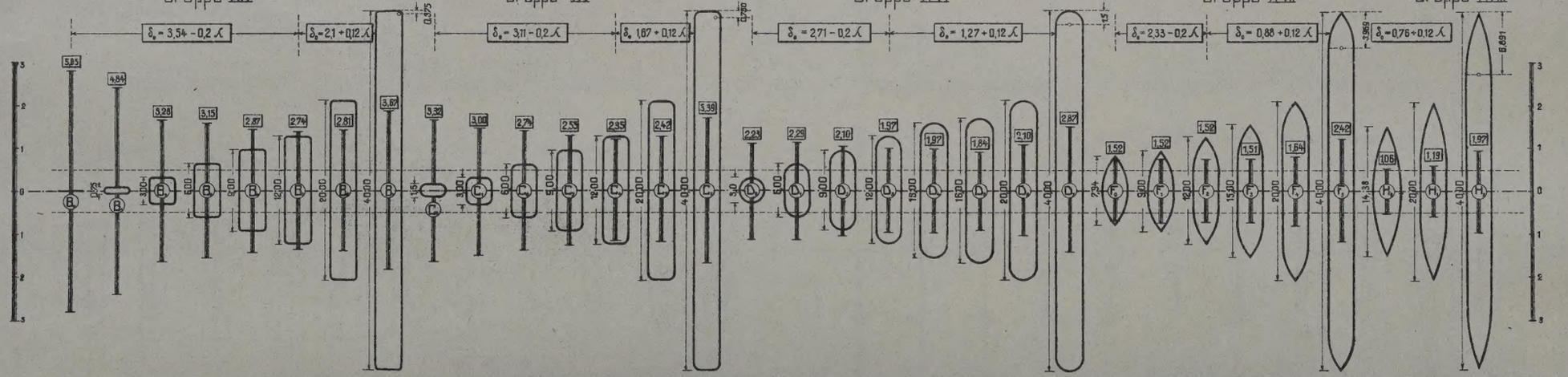
Pfeiler verschiedener Länge mit Kopfform »B« (ε=0,125) Gruppe XIV

Pfeiler versch. Länge mit Kopfform »C« (ε=0,250) Gruppe XV

Pfeiler versch. Länge mit Kopfform »D« (ε=0,500) Gruppe XVI

Pfeiler mit Kopfform »F« (ε=1,32) Gruppe XVII

Pfeiler mit Kopfform »H« (ε=2,391) Gruppe XVIII



Die Stauhöhe »z_1« bei rein strömendem Durchfluß, die in einem rechteckigen Bett von der Tiefe »t« und der Breite »B« durch eine beliebige Anzahl von Pfeilern von gegebenem Querschnitt hervorgerufen wird, berechnet sich

1) aus den Eigenschaften des Bettes und des Abflusses, gekennzeichnet durch:
   a) die Geschwindigkeitshöhe des ungestauten Flusses $k_o = u^2/2g$ in m
   b) das Fließverhältnis des ungestauten Flusses $\omega = k_o/t_o$
2) aus den Eigenschaften der Pfeiler, gekennzeichnet durch
   a) das Verbauungsverhältnis $\alpha = f : F = f : B t_o$ = Verbauung
   b) den Grenzformwert δ_o, welcher ein der Querschnittsform zugehöriger Zahlenwert ist, der angibt um wievielmal die betr. Pfeilerform mehr staut als der Normpfeiler für welchen $\delta_o = 1$ gesetzt wurde.

Die Berechnung der Stauhöhe »z_1« bei rein strömendem Durchfluß erfolgt nach der Formel:

$$z_1 = \delta_o \left(0{,}4\alpha + \alpha^2 + 9\alpha^4\right)(1+2\omega) K_o$$

Hierin ist »δ_o« der Formwert für den rein strömenden Durchfluß, welcher sich aus »δ_o« und »α« berechnet zu $\delta_o = \delta_o - (\delta_o - 1)$

Zur Berechnung der Stauhöhe sind demnach erforderlich:

t_o = Wassertiefe in ungestauten Fluß in m
u = mittlere Abflußgeschwindigkeit in m/sec.
f = verbauter Querschnitt in qm
F = Querschnitt des unverbauten Wasserlaufs in qm
$\alpha = f : F$ = Verbauung

d = Pfeilerstärke in m
l = Pfeilerlänge in m
l_k = Vorkopflänge in m
$\lambda = l : d$ = Pfeilerlängenziffer
$\varepsilon = l_k : d$ Kopf-Längenziffer

} Werte zur Bestimmung des Grenzformwertes »δ_o«

Durchführung eines Beispieles in Zahlen

Gegeben: Rechteckiges Flußbett von der Breite B = 40,00 m, Wassermenge Q = 340 m³/sec., Wassertiefe t_o = 4,00 m gestaut durch 4 »F«-Pfeiler von d = 3,00 m und l = 15,00 m.

Es ergibt sich: $u = \frac{340}{4{,}00 \cdot 40} = 2{,}125$ m/sec, $k_o = \frac{2{,}125^2}{2g} = 0{,}230$ m, $\omega = \frac{0{,}230}{4{,}00} = 0{,}058$ $\alpha = \frac{12{,}0}{40} = 0{,}30$ $\delta_o = 1{,}51$ (s. Abb.)

$\delta_o = 1{,}51 - 0{,}3\,(1{,}51 - 1{,}0) = 1{,}38$, $z_1 = 1{,}38\,(0{,}4 \cdot 0{,}30 + 0{,}3^2 + 9 \cdot 0{,}3^4)(1 + 2 \cdot 0{,}058) \cdot 0{,}230 = \underline{0{,}10\,\text{m}}$.

Die eingeschriebenen Maße sind in m, bezw. bei den Modellen im Maßstabe 1:100 in cm angegeben. Pfeilerbreite = 3,0 m (3,0 cm)
Die dreifachen Linien **III** und die eingerahmten Zahlen □ bezeichnen die aus den Beobachtungen ermittelten Grenzformwerte δ_o.

Rehbock, Brückenstau.

Verlag von Julius Springer in Berlin.

Querschnitte der auf ihre Stauwirkung untersuchten unsymmetrischen Pfeiler dargestellt in 1/20 der Modellgröfse

mit Angabe der Grenzformwerte »δ_o« für das Grenz – Verbauungsverhältnis $\alpha = 0$.

δ = Formwert = Verhältnis der Stauhöhe für Pfeiler beliebiger Form zur Stauhöhe bei Normpfeilern »K« für gleiches α und gleiches ω.
δ_o = Grenz-Formwert für $\alpha = 0$. δ_1 = Formwert für rein strömenden Durchfluss.

Formel für die Stauhöhe z_1 für rein strömenden Durchfluss
$z_1 = \delta_1 \cdot \beta_1 \cdot \alpha \cdot k_o = \delta_1 \cdot \left[0{,}4 + \alpha + 9\alpha^3\right] \cdot \left(1 + 2\omega\right) \cdot \alpha \cdot k_o$; worin $\delta_1 = \delta_o - \alpha \cdot \left(\delta_o - 1\right)$

$\alpha = f : F$ – Verbauung; $\omega = k_o : t_o$ – Fliefsverhältnis.
$k_o = u^2 : 2g$ – Geschwindigkeitshöhe für mittlere Geschwindigkeit.
$\xi = l_k : d$ – Kopflängen – Ziffer. (Kopflänge l_k : Pfeilerbreite d)

Maßstab für δ_o

Oberhaupt: Rechteckig. Unterhaupt: Mit Kreisbogen abgerundet bezw. zugespitzt.

Abb. 1

Oberhaupt: Abgerundet. Unterhaupt: Mit Kreisbogen abgerundet bezw. zugespitzt.

Abb. 2

Symmetrische Pfeilerformen aus deren Köpfen die unsymmetrischen gebildet wurden.

Abb. 16. Spitzbogenförmig begrenzte Pfeiler

Oberhaupt: Spitzbogenförmig. Unterhaupt: Mit Kreisbogen abgerundet bezw. zugespitzt.

Abb. 3.

Oberhaupt: Halblinsenförmig. Unterhaupt: Mit Kreisbogen abgerundet bezw. zugespitzt.

Abb. 4.

Maßstab für δ_o

Oberhaupt: Rechteckig. Unterhaupt: Keilförmig

Abb. 5

Oberhaupt: Abgerundet. Unterhaupt: Keilförmig

Abb. 6

Abb. 7

Abb. 17. Keilförmig begrenzte Pfeiler

Oberhaupt: Spitzbogenförmig. Unterhaupt: Keilförmig.

Abb. 8.

Oberhaupt: Halblinsenförmig. Unterhaupt: Keilförmig.

Abb. 9.

Oberhaupt: Keilförmig. Unterhaupt: Mit Kreisbogen abgerundet bezw. zugespitzt.

Abb. 10.

Abb. 11.

Oberhaupt: Halbrautenförmig. Unterhaupt: Mit Kreisbogen abgerundet bezw. zugespitzt.

Abb. 12.

Besondere Pfeilerformen.

Unter 45° abgeschrägte Pfeiler in Verbindung mit Rechteck-Pfeilern.

Abb. 18.

Pfeiler gleichen Staues in beiden Richtungen.

Abb. 19.

Oberhaupt: Keilförmig. Unterhaupt: Keilförmig

Abb. 13.

Abb. 14.

Oberhaupt: Keilförmig. Unterhaupt: Keilförmig

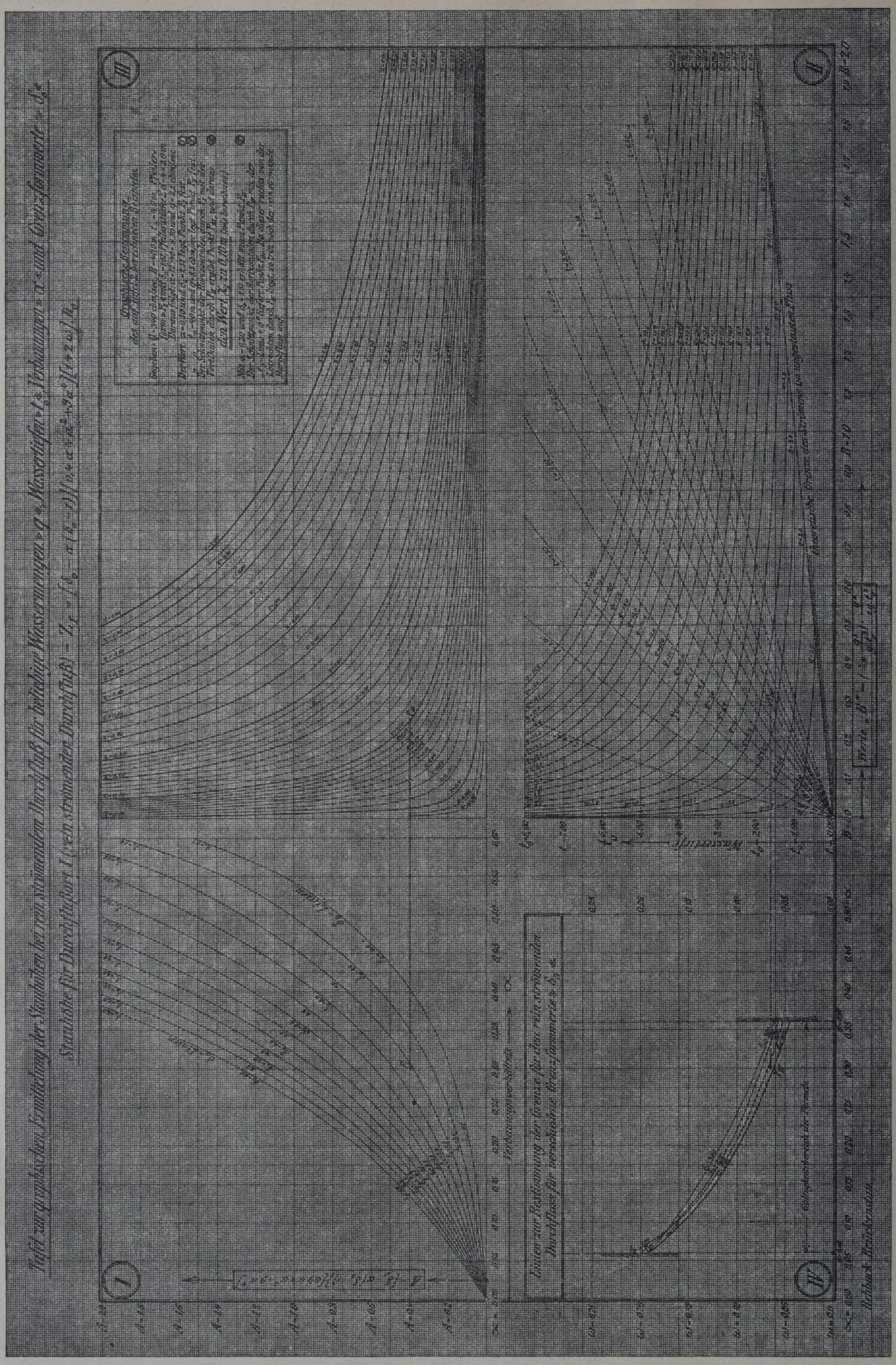
Abb. 15.

Die eingeschriebenen Längenmafse sind in m bezw. bei den Modellen 1:100 in cm angegeben. Pfeilerbreite 3 m (3 cm).

Rehbock, Brückenstau.

Verlag von Julius Springer in Berlin.

Tafel X.



Rehbock, Brückenstau.

Photolith. d. geogr.-lith. Anst. u. Steindr. v. C. L. Keller, Berlin S.

Verlag von Julius Springer in Berlin.

Wasser hervorruft, steht in enger Beziehung zum Widerstand des gleichen Körpers bei seiner Bewegung durch stehendes Wasser.

Der Verfasser hofft daher, daß auch die vorstehend kurz geschilderten Untersuchungen über den Brückenstau bei rein strömendem Durchfluß, die später in eingehender Weise veröffentlicht werden sollen, ein nicht ganz wertloses Glied in der langen Kette der Forschungen bilden, die erforderlich sein werden, um die verwickelten Verhältnisse beim Wasserabfluß, soweit dies bei der Schwierigkeit des Problems überhaupt möglich sein wird, zu klären.

Für den praktischen Wasserbau besteht das wichtigste Ergebnis der ausgeführten Untersuchung in der Feststellung, daß der Brückenstau und seine schädlichen Wirkungen seither in den meisten Fällen erheblich überschätzt wurden, da Fälle, in denen schießendes Wasser auftritt, und bei denen sich infolgedessen bedeutende Stauhöhen zeigen, zu den Ausnahmen gehören.

Die Angst vor den schädlichen Wirkungen des Brückenstaues, die schon so viele Brückenbauten erschwert und in manchen Fällen zu kostspieligen Änderungen von Entwürfen und wohl auch zur Aufgabe geplanter Brücken geführt hat, ist in den meisten Fällen unberechtigt gewesen. Das geht überzeugend aus den ausgeführten Untersuchungen hervor.

Dr.-Ing. Böß, der die mühsamen Beobachtungen an den Modellen und die umfangreichen Ausrechnungen nach den Angaben des Verfassers durchgeführt und auch bei der Ausgestaltung des graphischen Ausmittlungsverfahrens einen wesentlichen Anteil hat, gebührt für seine wertvolle Mitarbeit besonderer Dank.

DIE PRÜFUNG DER WASSERDICHTIGKEIT VON BETON UND EISENBETON.

Von E. Probst, Karlsruhe i. B.

Eine der dringendsten Aufgaben im Beton- und Eisenbetonbau ist die Frage, wie man sie mit den einfachsten Mitteln wasserdicht machen kann.

Es besteht vielfach noch die irrige Meinung, daß zu einem wasserdichten Beton eine sehr fette Betonmischung notwendig ist, ja daß diese die Voraussetzung für die Wasserdichtigkeit ist.

Zwei Gründe sprechen dagegen. Selbst der fetteste Beton wird, wenn das Mischen nicht sehr sorgfältig erfolgt und wenn die Verarbeitung nicht ganz einwandfrei ist, schwache Stellen enthalten. Ferner schwindet bekanntlich fetter Beton mehr als magerer Beton. Man wird also bei der Verwendung von allzu fettem Beton eher Schwindrisse zu erwarten haben, und gerade diese Risse können unter Umständen schwache Stellen bilden. Diese schwachen Stellen sind Ausgangspunkte für die Undichtigkeiten.

Was von fetten Betonmischungen gesagt wurde, gilt in verstärktem Maße für jede Art von Putz. Da der Putz in einer fetteren Mörtelmischung aufgebracht wird, als der darunter liegende Beton, da ferner der Putz oft erst einige Wochen nach der Erhärtung des Betons aufgebracht werden kann, ergeben sich sehr häufig Rissebildungen oder Abblätterungen. Man hat versucht, das Abblättern dadurch zu verhindern, daß man den Putz durch besondere Drahtschlaufen an den darunterliegenden Beton befestigt. Aber schon der Umstand, daß ein Putz viel zementreicher ist als der darunter liegende Beton, kann zu Rißbildungen führen, dies umso eher, je mehr das Bauwerk der Lufttemperatur und der Sonnenbestrahlung ausgesetzt ist. Bei einem Bauwerk, das diesen Einwirkungen nicht direkt ausgesetzt ist, werden sich selbstverständlich die vorher erwähnten Erscheinungen weniger bemerkbar machen.

Zu den Mitteln, die angewendet wurden, Beton und Eisenbeton wasserdicht zu machen, gehörten Zusätze chemischer Erzeugnisse (manchmal unbekannter Zusammensetzung), von denen behauptet wurde, daß sie porenfüllend und wasserabweisend seien. Man hat infolge schlechter Erfahrungen von der Anwendung dieser Mittel in den meisten Fällen wieder abgesehen, weil sie zu einer Verminderung der Festigkeit führten. Bewährt haben sich bis zur Zeit die natürlichen hydraulischen Zuschläge.

Andere Mittel, Beton wasserdicht oder wasserundurchlässig zu machen, bestehen darin, auf das fertige Bauwerk Anstriche anzubringen. Diese Anstriche haben sich zum Teil bewährt, sind aber in der Regel davon abhängig, daß das Bauwerk vorher durch längere Zeit austrocknen muß.

Unser Bestreben muß dahin zielen, die Wasserdichtigkeit von Beton und Eisenbeton auf natürlichem Wege ohne chemische Beimengungen und mit möglichst geringen Verkleidungen oder Anstrichen zu erzielen. Hand in Hand damit müssen gehen: Die Herstellung eines Qualitätsmaterials und konstruktive Maßnahmen, durch entsprechende Eiseneinlagen Rißbildungen aller Art zu vermeiden oder auf ein Mindestmaß einzuschränken.

Zur Klärung dieser Fragen sind Versuche erforderlich, die nicht an einfachen Mörtelkörpern vorgenommen werden dürfen, sondern an Betonmischungen, wie sie die Anwendung verlangt. Die Abmessungen der Probekörper dürfen auch nicht zu klein sein.

Schließlich darf man nicht übersehen, daß die Zeit ein wesentlicher Faktor bei diesen Versuchen ist, und daß hier nur Dauerversuche durch längere Zeit diejenigen Aufklärungen bringen können, die zur Lösung der Frage erforderlich sind.

Von diesem Bestreben geleitet, ist in der Bautechnischen Versuchsanstalt in Karlsruhe eine Einrichtung geschaffen worden, die von der Maschinenbaugesellschaft Karlsruhe gebaut wurde und die nach mancherlei Abänderungen befriedigende Ergebnisse liefert.

Abb. 1a, b und c zeigen im Grundrisse, Schnitt und in der Ansicht die Anlage zur Prüfung der Wasserdichtigkeit.

Die Anlage besteht aus 4 für den Betrieb von einander unabhängig zu machenden Apparaten I bis IV, einer durch einen Elektromotor E angetriebenen Kolbenpumpe P und einem über den 4 Apparaten an der Decke angebrachten Kran für den Transport der Versuchskörper.

Jeder einzelne Apparat besteht aus dem Preßtopf p, der in 2 Lagern L durch den Hebel h um die Achse drehbar und durch die Vorrichtung f feststellbar ist. Auf diesen Preßtopf wird der Versuchskörper k mit Hilfe der Ringplatte R und der Bolzenschrauben B angepreßt. Ferner hat jeder Apparat eine Steuerung S (Dreiwegeventil), welche die verschiedenen Wasser- Zu- und Ableitungen in der entsprechenden Weise einzuschalten gestattet. Jede der 4 Steuerungen ist durch die Leitung l_2 an die städtische Wasserleitung l_1 und durch l_{11} an die Entwässerungsleitung l_{12} angeschlossen. Die Leitung l_3 verbindet die Steuerungen unter sich. Ein unter der Preßpumpe P stehendes Wasserbecken W für den Wasserbedarf der Pumpe wird auf dem Leitungsweg l_2 l_5 aus der städtischen Wasserleitung gespeist mit einem Abstellhahn in l_5. l_{10} ist die nach der Entwässerung führende Überlaufleitung des Wasserbeckens. Durch die Saugleitung l_6 entnimmt die Pumpe aus dem Wasserbecken Wasser und drückt dies durch l_7 in die Auslösvorrichtung A, von wo es nach Einstellung der Feder F auf den gewünschten Versuchsdruck auf dem Leitungswege l_8 nach der Steuerung S_1 und von hier durch l_3 nach den übrigen Steuerungen gepreßt wird. Von den Steuerungen gelangt dieses Druckwasser bei geöffnetem oberen Steuerungsventil durch l_4 nach dem Preßtopf und wirkt auf den Versuchs-

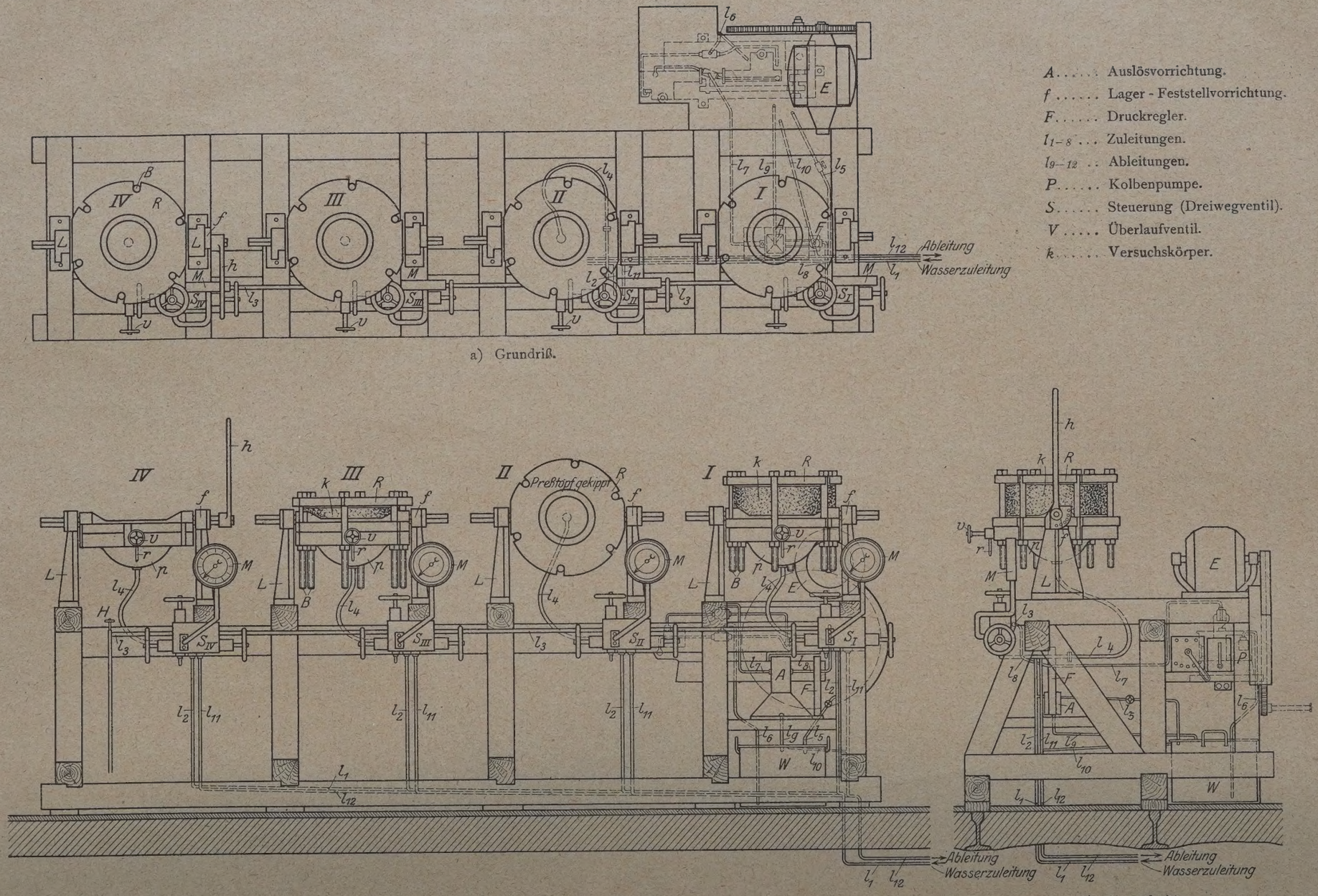


Abb. 1. Versuchseinrichtung zur Prüfung der Wasserdichtigkeit von Beton und Eisenbeton.

körper. Der Versuchsdruck ist an dem in Verbindung mit der Steuerung befindlichen Manometer bei geöffnetem oberen Steuerungsventil ablesbar. Etwaiges Überdruckwasser in Leitung 7 wird durch die Auslösevorrichtung A und Leitung 9 in das Wasserbecken zurückgeführt. Durch diese Einrichtung ist der geringste mögliche Wasserverbrauch erzielt, denn es geht nur die Wassermenge verloren, die in die Versuchskörper eindringt oder durch sie hindurchgepreßt wird.

Der Betrieb der Versuchseinrichtung geschieht in der folgenden Weise:

Der zylinderförmige Versuchskörper k wird mit Hilfe der 6 Bolzenschrauben B unter Verwendung von Dichtungen zwischen Preßtopf und Ringplatte R fest eingespannt. Durch Öffnen des linken Ventils der Steuerung fließt das Wasser der Wasserleitung durch l_2 in die Steuerung ein. Durch Öffnen des an der Steuerung oben befindlichen Ventils gelangt dieses Leitungswasser durch den Metallschlauch l_4 in den Preßtopf, der zur Aufnahme des Preßwassers ausgehöhlt ist. Die im Preßtopfhohlraum befindliche Luft entweicht bei geöffnetem Überlaufventil V durch das Röhrchen r. Sobald der Hohlraum im Preßtopf auf diese Weise mit Wasser gefüllt ist, (feststellbar am Überlauf r), werden Wasserzuleitung durch Schließen des linken Steuerventils und Überlauf V abgestellt. Auf den Körper wirkt so noch kein Wasserdruck. Nunmehr wird die Pumpe von Hand oder mit Elektromotor in Tätigkeit gesetzt, wodurch das Druckwasser der Pumpe auf dem oben beschriebenen Wege l_7, A, l_8, S_1 in die Steuerungen und von hier nach Öffnung jeweils des oberen Steuerventils in den bereits auf dem anderen Wege mit Wasser gefüllten Preßtopf gedrückt wird. Jetzt steht der Körper unter Druck, dessen Größe das Manometer zeigt.

In zweckmäßiger Weise kann der Pumpendruck auch zur Füllung eines Druckakkumulators bei geöffnetem Hahn H verwendet werden. Bei stillstehender Pumpe und geöffnetem Hahn H wird dann der nötige Versuchsdruck dem Akkumulator entnommen, was zur Vermeidung des fortgesetzten Pumpenbetriebes vorteilhaft ist. Diese Einrichtung ist insbesondere für Dauerversuche erforderlich.

Soll der Versuch aus irgend welchem Grunde unterbrochen oder der Wasserdruck vermindert werden, so wird das Druckwasser durch Öffnen des rechten Steuerungsventils nach l_{11} und damit nach der Entwässerungsleitung l_{12} abgelassen.

Die Feststellung der Wasserdurchlässigkeit geschieht in der folgenden Weise:

Bei den einzelnen Druckproben wird beobachtet, inwieweit Wasser in den Versuchskörper eindringt bezw. durch ihn hindurchgepreßt wird. Ersteres wird durch jeweiliges Wiegen des Körpers nach den einzelnen Versuchsperioden festgestellt. Die Gewichtszunahme gibt ein erstes Maß für die Wasserdurchlässigkeit.

Inwieweit Wasser durch den Körper hindurchgepreßt wird, ist einmal an dem Auftreten von Wasserperlen an der Körperoberfläche festzustellen. Der Zeitraum bis zum erstmaligen Auftreten solcher Wasserperlen gibt ein weiteres Maß für die Wasserdurchlässigkeit.

Ferner ist mit Hilfe des Manometers festzustellen, inwieweit Wasser durch den Körper hindurchgepreßt wird. Wenn nach Schließen des oberen Steuerungsventils der Druck im Preßtopf nicht konstant bleibt, wenn das Manometer fällt, so kann mit Hilfe von Erfahrungszahlen aus dem Manometerfall in der Zeiteinheit auf das Maß des aus dem Preßtopf abgehenden Wassers und damit auch auf die Wasserdurchlässigkeit des Körpers geschlossen werden. Voraussetzung ist, daß alle Dichtungen und Ventile in Ordnung sind.

Unter Verfolgung der Vorgänge in der eben beschriebenen Weise wird der zuvor gewogene Versuchskörper auf den Preßtopf gespannt und zunächst auf die Dauer von 24 Stunden unter einem Druck von 1 Atm oder dem Wasserleitungsdruck gehalten, sofern der Körper nicht schon vor Ablauf dieser Zeit den Widerstand gegen das Eindringen des Wassers aufgibt. Hat der Körper der Probe standgehalten, d. h. Wasser nicht durchgelassen, so wird er abgenommen, gewogen, wieder eingespannt und unter einem höheren Druck in der gleichen Weise beobachtet.

Die Versuchseinrichtung gestattet Untersuchungen bis zu einem Höchstdruck von 50 Atm.

Der Angriff des Druckwassers auf den Versuchskörper und die Durchgangswege des Wassers durch denselben sind aus folgendem durch den Preßtopf geführten Schnitt ersichtlich (Abb. 2).

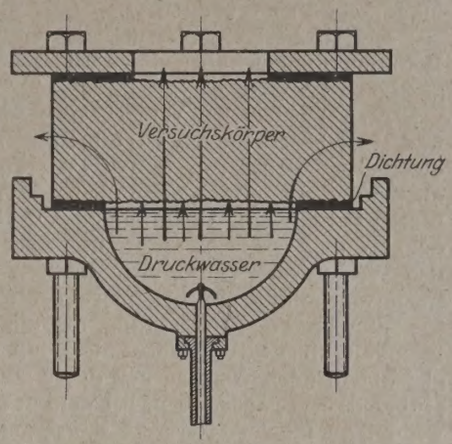


Abb. 2.

Mit Hilfe dieser Einrichtung (Abb. 3) ist man in der Lage, die Wasserdurchlässigkeit oder Wasserdichtigkeit von Beton- oder Eisenbetonkörpern von größeren Abmessungen zu prüfen.

Der Vorgang bei der Prüfung besteht im wesentlichen darin, daß man zuerst die Wasseraufsaugefähigkeit des Materiales prüft. Je poröser der Beton ist, desto rascher wird sich der Körper mit Wasser vollsaugen. Je dichter der Körper ist, desto länger wird es dauern, bis der Betonkörper mit Wasser vollgesaugt ist. Als Grad-

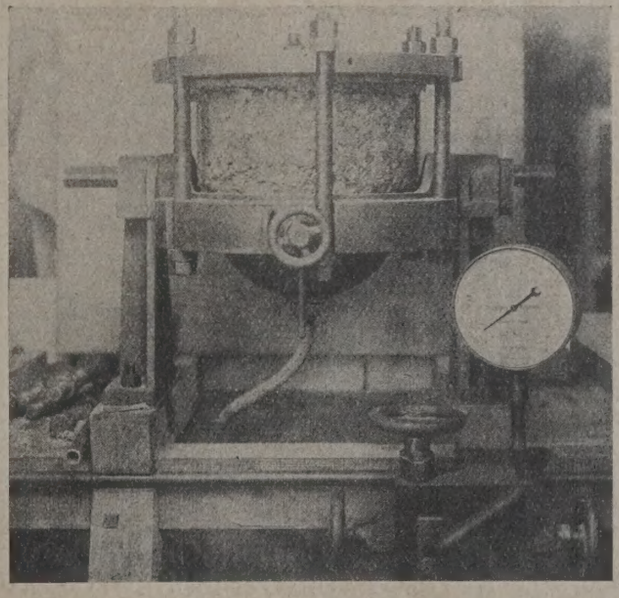


Abb. 3.

messer für die Wasserdurchlässigkeit gilt sonach die Zeit, die zum Vollsaugen notwendig ist. Bei größeren Undichtigkeiten oder Hohlgängen im Beton wird das Wasser den Hohlgängen folgen. In diesem Falle wird sich nur derjenige Teil des Körpers mit Wasser vollsaugen, der zwischen dem Druckwasser und den Hohlgängen liegt.

Der Gewichtsunterschied zwischen dem vollgesaugten und dem trockenen Körper gibt den Grad der Wasserdurchlässigkeit an.

Erst wenn der Betonkörper mit Wasser vollgesaugt ist, wird es möglich, seinen gleichbleibenden Wasserdruck auf ihn einwirken zu lassen.

Die Wasserdichtigkeit ergibt sich sodann aus der Höhe des Wasserdrucks und der Dauer, bis zu der dieser gehalten werden kann, ohne daß Wasser an irgend einer Stelle des Betonkörpers austritt. Je wasserdichter der Körper ist, desto länger wird es dauern, bis das Preßwasser seitlich oder oben austritt. Dieser Zeitpunkt ist selbst bei dem Austritt ganz geringer Wassermengen sofort an dem Zurückgehen des Manometers zu erkennen.

Die bisherigen Versuchsergebnisse aus verschiedenen Betonmischungen haben einige bemerkenswerte Beobachtungen gezeigt.

An verschiedenen Versuchskörpern mit porösem Material und einer Mischung von 1: 16 bei sehr grobem Kieszusatz war die Zeit, die bei den besten Probekörpern zum Vollsaugen notwendig war, etwa 10 Stunden. Ferner war es möglich, die besten Betonkörper 1: 16 mit bloßem Glattstrich an der Oberfläche durch 120 Stunden ununterbrochen einem gleichbleibenden Wasserdruck von 4 Atmosphären auszusetzen, ohne daß irgendwelche äußeren Veränderungen sichtbar geworden sind.

Eine andere Beobachtung, auf die schon bei anderer Gelegenheit hingewiesen wurde, ist, daß es möglich war, einen gleichbleibenden Wasserdruck durch längere Zeit auf einen Eisenbetonkörper auszuüben, bei dem auf der dem Wasser abgewendeten Fläche Risse bereits aufgetreten waren, die allerdings durch die Eiseneinlagen an der Erweiterung verhindert wurden.

Schließlich sei noch ein anderes Beispiel genannt. Eine 10 cm starke Betonplatte in einem Mischungsverhältnis von 1 T. Portlandzement : 0,3 T. bayr. Traß : 6 T. Kiessand mit einem größten Korndurchmesser von 2,5 cm konnte während 120 Stunden unter einem Druck von 4 Atm. gehalten werden. Das Wasser drang in den ersten Stunden bis zu etwa 1,5 cm tief ein, was an den Seitenflächen äußerlich sichtbar war. Weitere Veränderungen konnten weder äußerlich noch durch Gewichtsbestimmungen wahrgenommen werden.

Zusammenfassend läßt sich sagen, daß mit Hilfe der Versuchseinrichtung dieselben Vorgänge untersucht werden, die bei einem Eisenbetonbauwerk zu beobachten sind, das unter einem bestimmten Wasserdruck steht.

Zuerst dringt Wasser in den Beton ein, rascher, wenn viele oder größere Hohlräume da sind, langsamer bei dichtem Material oder bei Vorhandensein einer wasserabweisenden Schicht auf der dem Wasser zugekehrten Fläche.

Sind die Hohlräume gefüllt oder teilweise durch Umlagerungen verstopft, so wird der Beton das, was man wasserdicht nennt. Er ist dann in der Lage, Wasser von bestimmtem Druck zu halten. Je wasserdichter das Material ist, desto länger wird es dauern, bis irgendwelche Veränderungen wahrzunehmen sein werden.

Aus den Ergebnissen der bisher durchgeführten Untersuchungen, von denen im Vorstehenden wenige Beispiele angeführt wurden, läßt sich erkennen, daß es in erster Linie darauf ankommt, die dem Wasser zugekehrten Flächen gegen das Eindringen von Wasser zu sichern. Bei kleinen Drücken wird ein Verreiben der Oberflächen und ein Füllen der Hohlräume durch einen einfachen Glattstrich diesen Zweck schon erfüllen können. Bei größeren Wasserdrücken wird eine besondere wasserabweisende Schicht notwendig sein, von der man verlangen muß, daß sie weder vom Wasser angegriffen wird, noch den Beton angreift. Sie soll ferner in der Lage sein, alle Formänderungen des darunter liegenden Betons mitzumachen, die insbesonders durch das Schwinden und durch Temperatureinflüsse hervorgerufen werden. Dies ist selbst bei dem besten Putz aus den in der Einleitung erwähnten Gründen nur selten der Fall, wie schon die Erfahrung an älteren Bauwerken lehrt. Wo ein Putz angewendet wird, muß darauf gesehen werden, daß seine durch Schwinden und Temperatureinflüsse hervorgerufenen Veränderungen sich denjenigen des darunter liegenden Betons anpassen. Ein fetter Putz auf einem mageren Beton wird daher an der Oberfläche leichter Rißbildungen verursachen und dadurch die Wasserdurchlässigkeit steigern. Außerdem ist er unwirtschaftlich und erhöht die Kosten des Bauwerks nicht unbeträchtlich.

Schließlich muß von jeder Art von Verkleidung oder Putz verlangt werden, daß sie an der Oberfläche glatt sind und dadurch den mechanischen Angriffen bei höheren Wasserdrücken größeren Widerstand leisten, als dies bei porösen Oberflächen der Fall ist.

Es ist zu erwarten, daß man diese Bedingungen mit natürlichen Mitteln erfüllen kann, sei es durch Verwendung von bestimmten Zementen oder hydraulischer Zuschläge wie Traß, Kalktraß, sei es durch eine entsprechende Verarbeitung des Mörtels oder Betons.

In zweiter Linie wird man dafür Sorge tragen müssen, den für das Eisenbetonbauwerk zur Verarbeitung kommenden Beton mit einem Minimum an Hohlräumen und -gängen herzustellen. Auch dies ist auf natürlichem Wege möglich. Bei gleichem Zementgehalt ist die Kornzusammensetzung des Zuschlagmaterials von ausschlaggebender Bedeutung, wie dies z. B. in der Doktorarbeit von Kortlang (siehe Nr. 10, Jahrgang 1921 „Bauingenieur") gezeigt wird.

Ein hydraulischer Zuschlag wird auch hier jeder Art von chemischen Zusätzen vorzuziehen sein. Grundbedingung aber bleibt eine sehr gute Verarbeitung des Betons und die Herstellung eines möglichst homogenen Materials.

In dieser Richtung bewegen sich die im Gang befindlichen und noch beabsichtigten Untersuchungen des Verfassers. Die bisherigen Ergebnisse bekräftigen die in vorstehendem Aufsatze entwickelten Grundsätze.

DER UNTERRICHT AUF DEM GEBIET DES VERKEHRSWESENS IN DEN BAUINGENIEURABTEILUNGEN DER TECHNISCHEN HOCHSCHULEN.

Von Professor Dr.-Ing. Otto Ammann, Karlsruhe i. B.

Nur auf der Grundlage eines hochentwickelten Verkehrswesens konnte sich unser modernes Wirtschaftsleben gestalten und kann es sich künftig weiter entwickeln. Der Bau von Eisenbahnen, mit dem jetzt vor rund 100 Jahren begonnen wurde, hat den Anstoß zu der modernen Verkehrs- und Wirtschaftsentwicklung gegeben. Bevor es Eisenbahnen gab, bestand nur auf dem Meere und auf schiffbaren Flüssen und wenigen Kanälen eine nennenswerte Verkehrsmöglichkeit; abseits von ihnen war das Pferdefuhrwerk auf schlechter Straße so gut wie das einzige Verkehrsmittel, das für Massenverkehr in größerem Umfang und auf weitere Entfernungen ganz ungeeignet war. Mit den Eisenbahnen erhielt der Mensch das geeignete Verkehrsmittel, um alle Länder dem Verkehr zu erschließen, miteinander zu verbinden und sie anzuschließen an die großen Schiffahrtstraßen. Erst jetzt konnten Massentransporte auch auf dem Lande sicher, schnell und billig über die größten Entfernungen hinweg ausgeführt werden, erst jetzt wurden Menschen und Güter wirklich „freizügig". Rasch und ausgiebig hat die Menschheit von dem neuen Verkehrsmittel Gebrauch gemacht und die Erde mit einem Netz von Eisenbahnen umspannt, die in Verbindung mit den alten und neuerbauten Wasserstraßen den gewaltigen, durch sie selbst geweckten Verkehr der modernen Volks- und Weltwirtschaft zu bewältigen haben. Neben den Eisenbahnen und Wasserstraßen nehmen, besonders seit der Verwendung von Kraftwagen, auch die Landstraßen in immer steigendem

Maße teils als Zubringer, teils als selbständige Verkehrswege an den großen Transportaufgaben teil. In der neuesten Zeit treten sogar für Sonderzwecke die Luftverkehrswege hinzu.

Bei allen Verkehrsmitteln ist mit dem Wachsen des Verkehrs auch eine stete Vervollkommnung der Fahrbahn und Fahrzeuge, Verbesserung der Betriebsweise und Erhöhung der Leistungsfähigkeit festzustellen. Im Interesse unserer Volkswirtschaft ist eine solche Vervollkommnung der Verkehrstechnik wie ein planmäßiges Zusammenarbeiten aller Verkehrsmittel unbedingt erforderlich, um den Verkehr so zweckmäßig wie irgend möglich zu bewältigen. Überblickt man die Größe der sich auf unseren modernen Verkehrswegen täglich bewegenden Massen und die Abhängigkeit, in der unser Wirtschaftsleben von diesen steht, so erkennt man ohne weiteres die außerordentliche Wichtigkeit der Verkehrsprobleme. Ihre sorgfältige und sachverständige Behandlung muß daher dringend gefordert und dem Dilettantismus, mit dem von nichttechnischer Seite neuerdings Verkehrsfragen behandelt werden, entschieden entgegengetreten werden.

Landstraßen, Eisenbahnen und Wasserstraßen werden von den Bauingenieuren entworfen, gebaut, unterhalten und weiter ausgestaltet; der Betrieb auf ihnen von ihnen geregelt und meist auch geleitet. Die Ausbildung der Bauingenieure auf den Technischen Hochschulen muß daher so eingerichtet sein, daß sie diesen großen, an sie in der Praxis herantretenden Aufgaben voll gewachsen sind. Wie sich dieser Ausbildungsgang entwickelt hat und was von ihm heute verlangt werden muß, soll nachstehend geschildert werden.

Die meisten deutschen Technischen Hochschulen sind aus bescheidenen Anfängen Schritt für Schritt mit dem Aufschwung der Technik, diesen durch Erziehung eines guten technischen Nachwuchses und durch wissenschaftliche Forschung fördernd, zu ihrer heutigen Größe und Bedeutung emporgewachsen. Mit wachsenden Aufgaben auf allen technischen Gebieten und mit den Fortschritten der technischen Wissenschaft und Praxis hat sich ihr Arbeitsfeld vergrößert, ihr Unterricht ausgestaltet und ihre Einrichtung für Lehre und Forschung vervollkommnet. Diese Entwicklung läßt sich auch am Unterricht für das Verkehrswesen deutlich verfolgen.

In der ersten Zeit, als man anfing Eisenbahnen zu bauen, war natürlich für den Bauingenieur der eigentliche Bau das wichtigste. In früher ungeahntem Umfang traten große Bauaufgaben an ihn heran. Umfangreiche Erdarbeiten waren auszuführen, große Bauwerke zu errichten, der Oberbau für das neue Verkehrsmittel war auszugestalten. Eingehende Forschungen und gründliche Untersuchungen waren erforderlich, um die richtigen Wege und Mittel zur Lösung der großen Bauaufgaben zu finden. Die Fortschritte, die in rascher Folge auf dem Gebiet der Bauingenieurwissenschaft erzielt wurden, treten am augenfälligsten beim Brückenbau in die Erscheinung, den der Eisenbahnbau vor die neue Aufgabe stellte, zahlreiche weitgespannte Brücken zu erbauen. In glänzender Weise wurde theoretisch und praktisch diese Aufgabe in Deutschland z. B. von Männern wie Pauli, Schwedler und Gerber gelöst.

Blättert man in den alten Studienplänen der ältesten deutschen Technischen Hochschule, jener in Karlsruhe, die 1825, also im gleichen Jahre, in dem Stephenson seine erste Bahn in England dem Betrieb übergab, eröffnet wurde, so findet man z. B. in dem Programm von 1835 das Eisenbahnwesen in der Ingenieurschule unter den Vorlesungen: Wasser- und Straßenbau in dem Kapitel „Lehre von den Communicationen", die in drei Abteilungen zerfällt und zwar: I. Landcommunication, II. Wassercommunication, III. Vergleich der natürlichen und künstlichen Schiffahrt mit dem Verkehr auf Straßen und Eisenbahnen. Unter I. werden behandelt: Theorie und Konstruktion der Fahrzeuge, System des Fuhrwesens, Konstruktion der Straßen und ihre Beiwerke, Bau der Schienenwege der Eisenbahn mit ihren Beiwerken, System der Bewegung auf Eisenbahnen und Bau der Brücken. Eisenbahnbau- und Brückenbau wurden damals noch als Unterabteilung eines Kapitels der Vorlesungen über Wasser- und Straßenbau behandelt. Interessant ist es, zu finden, daß ein besonderer Abschnitt dem Vergleich der natürlichen und künstlichen Schiffahrt mit dem Verkehr auf Straßen und Eisenbahnen gewidmet war in einer Zeit, in der überhaupt erst die erste Eisenbahn in Deutschland eröffnet wurde. Man erkennt daraus aber, daß man schon damals das Interesse der jungen Bauingenieure neben den verkehrstechnischen auch den verkehrswirtschaftlichen Fragen zuwandte.

Mit dem kräftigen Einsetzen des Eisenbahnbaues wurde der Unterricht auf den bautechnischen Gebieten erheblich ausgedehnt. Neben Erd-, Grund- und Tunnelbau nimmt die Behandlung der eisenbahnbautechnischen und brückenbautechnischen Fragen einen wesentlich breiteren Raum ein. Mit zunehmender Bedeutung der Eisenbahnen und Erweiterung der Kenntnisse auf dem Gebiete des Eisenbahnbaues und Brückenbaues folgt dann die Loslösung der Vorlesungen über beide Gebiete von jenen über Wasserbau. In Karlsruhe tritt der Eisenbahnbau erstmals als selbständiges Lehrgebiet im Jahre 1860 auf.

Neben den bautechnischen Fragen treten immer mehr auch die betrieblichen und wirtschaftlichen hervor, besonders, als man anfing, das Eisenbahnnetz in schwierigeres Gelände vorzustrecken. Der Einfluß der Wahl der Spurweite, der Krümmungen und Steigungen und jener der Betriebsweise auf Bau- und Betriebskosten war zu erforschen, der Einfluß der Linienführung auf die Verkehrsgestaltung zu ermitteln, die mit Rücksicht auf Bau- und Betriebskosten, Einnahmen und volkswirtschaftliche Vorteile bauwürdigste Linie zu ermitteln. Kommerzielle und technische Trassierung von Eisenbahnen und Straßen wurde ein eigenes Forschungs- und Unterrichtsgebiet, das dann Launhardt in seinem Buche: „Theorie des Trassierens" mustergültig bearbeitet hat.

Mit dem Wachsen des Verkehrs auf den Bahnen erlangten die Bahnhöfe, die Eingangspunkte für den Verkehr und Ausgangspunkte für den Betrieb, erhöhte Bedeutung. Aus anfangs einfachen und übersichtlichen Anlagen wuchsen sie sich zu ausgedehnten und verwickelten Gebilden aus, die sicher und zweckmäßig zu betreiben manche Schwierigkeit bereitete. Vielerorts mußten die anfangs verbundenen Verkehrs- und Betriebsanlagen räumlich getrennt werden, wobei besondere Typen für Personen-, Güter-, Rangier-, Lokomotiv-, Abstell-, Hafen- und Industriebahnhöfe entstanden. Als Sonderzweig der Eisenbahnwissenschaft bildete sich die Lehre vom Bau und Betrieb von Bahnhöfen aus, bei der die Eisenbahnbetriebsvorgänge eingehend behandelt und die Forderungen und Bedürfnisse des Verkehrs klargelegt und sorgfältig berücksichtigt werden mußten. Goering hat im Handbuch der Ingenieurwissenschaften dieses große Gebiet erstmals zusammenhängend behandelt.

Gleichzeitig verlangte der intensivierte Verkehr auf den Eisenbahnen eigene Signal- und Sicherungsanlagen, die sich aus den anfänglich einfachen Einrichtungen zu Sicherungssystemen höchster Vollkommenheit entwickelten. Das Eisenbahnsignal- und Eisenbahnsicherungswesen fand ebenfalls an den Technischen Hochschulen eine sorgsame Pflegestätte.

Doch unaufhaltsam schwoll der Verkehr von Jahr zu Jahr weiter an, und immer höhere Leistungen wurden von freier Strecke und Bahnhöfen verlangt. Erhöhung der Leistungsfähigkeit, Vereinfachung und Verbilligung des Betriebes, Steigerung des Nutzeffektes im Eisenbahnverkehr wurde die Losung. Verwendung leistungsfähigerer Dampflokomotiven und großräumiger Wagen, Einführung elektrischen Betriebs auf der einen Seite, sorgfältiges Aufsuchen und Ausmerzen aller die Leistungsfähigkeit beeinträchtigenden Engpässe des Eisenbahnnetzes und aller diese herabdrückenden Betriebsverhältnisse auf der andern Seite, schließlich sorgfältige Verfolgung des ganzen Güterumlaufs selbst und Verhütung aller unwirtschaftlichen Umwege und überflüssigen Rangierbe-

wegungen und Aufenthalte, Aufsuchen der Wege geringsten Widerstands für jeden Transport, das alles sind Fragen und Aufgaben von höchster Wichtigkeit, die nur bei genauester und tiefster Kenntnis aller technischen, betrieblichen und wirtschaftlichen Verhältnisse vom Verkehrsingenieur richtig behandelt werden können. Gerade in der Gegenwart, wo wir nicht mehr aus dem Vollen schöpfen können, sondern bettelarm in Deutschland geworden sind, gilt es, auf Grund eingehenden Betriebstudiums aus den vorhandenen Anlagen und Betriebsmitteln auch das Letzte, was möglich, herauszuholen. Wissenschaftliche Betriebsforschung tut im Verkehrswesen bitter not; sie muß wie draußen in der Praxis geübt, so auch an unseren Hochschulen gepflegt werden. Die wissenschaftliche Behandlung des Eisenbahnbetriebes hat daher an den Technischen Hochschulen eine besondere Pflegestätte gefunden, was zahlreiche Abhandlungen der Professoren und Doktoranten dartuen.

Wenn bisher in der Hauptsache vom Eisenbahnwesen statt allgemein vom Verkehrswesen gesprochen wurde, so geschah es, weil von den Eisenbahnen der Anstoß zu der neuen Verkehrsentwicklung ausging und weil sie auch heute noch das wichtigste aller Verkehrsmittel sind. Neben ihnen gewannen die Wasserstraßen mit Zunahme des Massengüterverkehrs erhöhte Bedeutung, da ihre Vorzüge gerade im schweren Massengüterverkehr besonders in die Erscheinung treten. Die vorhandenen Schiffahrtswege wurden besser ausgebaut und treten teils in Zusammenarbeit mit den Eisenbahnen, teils auch mit ihnen in Wettbewerb. Die Vorteile, welche die an Wasserstraßen liegenden Handels- und Industrieplätze in transportlicher Hinsicht vielfach genossen und neuerdings die oft vorliegende Möglichkeit, die Kanäle gleichzeitig zur Kraftgewinnung auszunützen, ließen den Wunsch nach dem Ausbau eines ausgedehnten Wasserstraßennetzes vielerorts wach werden und führten zum Bau zahlreicher neuer Wasserstraßen und zur Projektierung ganzer Netze von Kanälen. Die Frage mußte aber aufgeworfen werden, wie weit ein solcher Ausbau von Wasserstraßen neben jenem der Eisenbahnen volkswirtschaftlich berechtigt ist.

Die gleiche Frage nach der volkswirtschaftlichen Bedeutung muß auch bei dem in und nach dem Kriege besonders stark einsetzenden Kraftwagenverkehr auf den Landstraßen gestellt werden. Der privatwirtschaftliche Nutzen steht ja außer Frage, denn sonst würden die privaten Unternehmer den Kraftwagenbetrieb einstellen; volkswirtschaftlich liegen die Verhältnisse aber teils anders. Denn die Konkurrenz mit der Eisenbahn kann vielfach nur deshalb aufgenommen werden, weil die Kosten der Straßenunterhaltung der Allgemeinheit zufallen und den Kraftwagenverkehr wenig belasten. Bei der heutigen Beschaffenheit unserer Straßen entsteht aber durch zu starken Kraftwagenverkehr nicht nur eine Belastung der Allgemeinheit zu Gunsten Einzelner, sondern auch die große Gefahr, daß unsere Landstraßen in kürzester Zeit vollständig zusammengefahren werden, womit der Kraftwagenverkehr von selber ein unerwünschtes Ende fände. Der moderne Kraftwagenverkehr, der nicht bekämpft, sondern in die richtigen „Bahnen" gelenkt werden soll, stellt unsere Ingenieure vor neue bautechnische und verkehrspolitische Aufgaben, deren Lösung ein dringendes Gebot der Stunde ist und an denen die Hochschulen eifrig mitarbeiten müssen.

Der Entwicklung des Schiffahrts- und Kraftwagenverkehrs entspricht es, daß in den Unterrichtsplänen unserer Hochschulen die Vorlesungen auf dem Gebiet des Hafenbaues, der Schiffahrtstraßen und des Straßenbaues weitgehend ausgebaut werden.

Während die Konkurrenz der Wasserstraßen die Hauptbahnen berührt, ist jene des Kraftwagenverkehrs für diese von geringerer Bedeutung, dagegen bedroht letztere vielfach die Lebensbedingungen der sogenannten Lokal- oder Kleinbahnen, die zur Aufschließung der verkehrsärmeren Gebiete innerhalb der weiteren Maschen des Hauptbahnnetzes angelegt wurden. Wege müssen gesucht und gefunden werden, um Schäden für die Allgemeinheit zu verhüten. Das Kleinbahnwesen, das viel individuellere Formen als die Hauptbahnen aufweist, erfordert auch deshalb besondere Pflege und Behandlung an unseren Hochschulen, weil seine Bedeutung in der Nachkriegszeit mit ihren großen Siedelungsfragen immer mehr anwächst. Die Lokalbahnen sollen uns helfen, die zusammengeballten Menschenmassen aus den Großstädten wieder aufs Land hinauszuführen, ihre drohende „Versteinerung" in den Städten zu verhindern und zur intensiveren Ausnützung und Entwicklung aller Teile unseres Heimatlandes beitragen.

Der Verkehr innerhalb der Großstädte selbst hat ebenfalls besondere Formen angenommen. Hier, wo die Zusammenballung von Menschen- und Gütermassen ihren Höhepunkt erreicht, treten von den schwierigsten Verkehrsproblemen auf. Straßenbahnen, Hoch- und Untergrundbahnen für Personen- und neuerdings für Güterverkehr, Kraftwagenlinien, Vorort- und Städtebahnen helfen zusammen, um die Tag für Tag zu bewegenden gewaltigen Verkehrsmengen innerhalb der Städte zu bewältigen. Die großstädtischen Verkehrsprobleme stellen einen eigenen Zweig unserer Verkehrswissenschaft dar, der ebenfalls im Unterrichtsplan unserer Bauingenieure vertreten ist.

Mannigfaltig sind, wie wir sahen, die Verkehrsmittel und Verkehrswege, die zur Bewältigung des modernen Verkehrs dienen; jedes hat seine besondere Eigenart. Die richtige Auswahl unter ihnen und die richtige Ausgestaltung der bestehenden Verkehrswege in baulicher, betrieblicher und wirtschaftlicher Hinsicht kann nur der bewirken, der die technischen und wirtschaftlichen Grundlagen des Verkehrsproblems vollauf beherrscht. Der junge Ingenieur, der sich später auf dem weiten Gebiet des Verkehrswesens nutzbringend betätigen will, muß sich daher nicht nur im Bau und Betrieb moderner Verkehrswege auskennen, sondern die Verkehrsprobleme in ihrer Gesamtheit überschauen und aus den Verkehrsbedürfnissen heraus die richtigen technischen, betrieblichen und wirtschaftlichen Maßnahmen zu ihrer besten Befriedigung zu ergreifen imstande sein. An allen technischen Hochschulen müssen daher in immer steigendem Maße neben Spezialvorlesungen über die Bauausführung, Betriebsgestaltung und Wirtschaftsführung der einzelnen Verkehrswege zusammenfassende Vorlesungen über den modernen Verkehr in seiner Gesamtheit, über seine Grundlagen, Entwicklung, volkswirtschaftliche Bedeutung, Eigenart, seine Bedürfnisse und deren Befriedigung, seine Beeinflussung durch Verkehrsmittel, Betriebsweise und Tarifgestaltung usw. für die sich dem Verkehrswesen widmenden Studierenden geboten werden, so daß die jungen Ingenieure noch mehr als bisher lernen, von vornherein alle verkehrstechnischen Aufgaben unter großen allgemeinen Gesichtspunkten zu behandeln.

Neben den Vorlesungen auf dem Gebiet des Verkehrswesens geht an unseren Technischen Hochschulen das Entwerfen von Verkehrsanlagen einher, das schon bisher Gelegenheit zur eingehenden Besprechung und Behandlung spezieller Verkehrsfragen bot. Dieser Unterricht wird mehr und mehr ergänzt durch seminaristische Übungen, in denen gemeinsam einzelne Fragen systematisch durchgesprochen und besondere Verkehrsprobleme wissenschaftlich bearbeitet werden. Die Studierenden müssen im Seminar dazu angeleitet werden, sich ein eigenes Urteil zu bilden, ihre Ansichten klar in Wort und Schrift auszudrücken und in der Diskussion zu vertreten. Sie müssen die Fachliteratur kennen und benützen lernen. Zu eigener wissenschaftlicher Forschung müssen sie dabei in jeder Weise angeregt werden.

Noch etwas ist mit Rücksicht auf die wissenschaftliche Forschung und die Förderung der Verkehrswissenschaft erforderlich. Das große Versuchsfeld für die meisten Untersuchungen auf dem Gebiet der Verkehrstechnik liegt draußen im Verkehrsbetriebe selbst. Nur in beschränktem Maße ist ein experimentelles Forschen im Laboratorium möglich. Leider wird aber das große Versuchsfeld draußen viel zu wenig benutzt, obwohl sich dem Ingenieur im Betrieb auf Schritt und Tritt Gelegenheit zu wissenschaftliche Erkenntnis fördernden Unter-

suchungen, Beobachtungen und Versuchen bietet. Daß so wenig in dieser Richtung geschieht, kommt wohl z. T. daher, daß unsere Bauingenieure — im Gegensatz z. B. zu Chemikern und Elektrotechnikern — während ihres Studiums so wenig Gelegenheit haben, technisch-wissenschaftliche Versuche in ihrer Anlage, Durchführung und Auswertung kennen zu lernen. Es sollte diese Lücke dadurch ausgefüllt werden, daß auch auf dem Gebiete der Verkehrstechnik Institute eingerichtet werden, in denen gewisse experimentelle Untersuchungen, die ohne allzu große Schwierigkeiten gemacht werden können, zu Unterrichtszwecken mit den Studierenden durchgeführt werden. Das würde nicht nur das scharfe Beobachten früh schulen, sondern auch zu späterem Weiterarbeiten auf diesem Gebiet außerordentlich anregen.

Im Zusammenhang mit der Neuordnung der Studien- und Prüfungspläne und der Inbetriebnahme des Neubaues der Bauingenieurabteilung soll der Unterricht auf dem Gebiete des Verkehrswesens im Sinne obiger Ausführungen in Karlsruhe ausgestaltet werden. Bisher wurden allgemeine Verkehrsfragen in verschiedenen Eisenbahnvorlesungen mehr gelegentlich mit behandelt; sie sollen künftig in einer Sondervorlesung als „Allgemeine Verkehrslehre" zusammengefaßt werden, die neben den einführenden Vorlesungen über die Technik des Verkehrswesens einhergehen, so daß zunächst die Ziele und technischen Hilfsmittel zu ihrer Erreichung den Studierenden bekannt werden. So vorbereitet, soll dann zur speziellen Behandlung der einzelnen Verkehrswege in baulicher, betrieblicher und wirtschaftlicher Beziehung an sich und ihrer Wechselwirkung in Vortrag und Projektbearbeitung übergegangen werden, schließlich sollen sich seminaristische Übungen im oben angegebenen Sinne in einem neuen Institut für Verkehrswesen der Bauingenieurabteilung anschließen, neben denen auch Gelegenheit für technisch-wissenschaftliche Versuche im Versuchsraum des Instituts geboten werden soll.

Für die Zwecke eines solchen Instituts ist der westliche Flügel des Neubaues bestimmt. Im Parterre befindet sich ein großer für Versuchszwecke bestimmter Raum, vor dem außen eine Versuchsgleisanlage, die sich nördlich bis in den Fasanengarten erstrecken wird, angelegt wird. Zu Lehrzwecken sollen hier zunächst Untersuchungen über Lauf- und Krümmungswiderstände von Eisenbahnfahrzeugen, über das Verhalten des Gleises unter bewegter Last und ähnliche durchgeführt werden. Es besteht aber die Absicht, dieses Lehrinstitut — falls die nötigen Mittel aufgebracht werden — allmählich in ein mit den großen Verkehrsunternehmungen zusammenwirkendes Forschungsinstitut umzuwandeln.

Südlich schließt sich an den Versuchsraum ein Modellsaal an, mit einer vollständigen Stellwerks- und Streckenblockanlage für zwei Bahnhöfe und zwischenliegender Blockstelle, die für den Unterricht im Eisenbahnsignal- und Sicherungswesen und Eisenbahnbetrieb bestimmt ist.

Im oberen Stockwerk ist die Modell- und Plansammlung für den Lehrstuhl für Eisenbahn- und Straßenwesen, die zum Institut gehörigen Professoren- und Assistentenzimmer sowie der Seminarraum mit Handbibliothek, Literaturkarthotek, den wichtigsten Zeitschriften auf dem Gebiet des Verkehrswesens und einer Sammlung größerer Verkehrsprojekte aus der Praxis, die in den seminaristischen Übungen benützt werden, den Studierenden aber auch zum Selbststudium zur Verfügung stehen. Durch das Institut sollen auch spezielle wissenschaftliche Arbeiten auf dem Gebiet des Verkehrswesens angeregt und aus vorhandenen Stiftungsmitteln unterstützt werden. Es soll nicht nur den Studierenden, sondern auch den in der Praxis stehenden Kollegen zur Verfügung stehen, die auch zu den seminaristischen Übungen als Mitarbeiter des Institutsleiters herangezogen werden sollen.

Mit dem Institut verbunden ist das z. Z. in Einrichtung begriffene badische Verkehrsmuseum, das in den Räumen des dem Neubau gegenüberliegenden alten badischen Zeughauses untergebracht ist und vier Abteilungen: Eisenbahn-, Straßen-, Schiffahrts- und Luftfahrwesen, enthält. Ein Teil des Museums, so die Lokomotiv-, die Oberbau-, Stellwerks- und Flugzeugabteilung, ist schon besichtigungsfähig geordnet und aufgestellt. Die Entwicklung des Verkehrswesens kann hier den Studierenden anschaulich gemacht werden.

Über die Erfahrungen, die bei dem neuen Institut für Verkehrswesen in Karlsruhe gesammelt werden, wird später berichtet werden. Es ist zu hoffen, daß durch die Arbeiten des Instituts Theorie und Praxis des Verkehrswesens im Interesse der Allgemeinheit gefördert werden.

DIE BESTIMMUNG UND UMGRENZUNG DES BEGRIFFS „STÄDTEBAU" ALS INGENIEURWISSENSCHAFT.

Von Professor K. Hoepfner, Karlsruhe i. B.

Ein jeder Stand rühmt sich einer hohen Aufgabe, die er in der Welt zu leisten habe. Daran mitzuarbeiten, erfüllt alle seine Glieder vom niedersten bis zum höchsten mit Stolz. So z. B. sprechen wir vom Nähr- und vom Wehrstand, so sorgen die einen für das Recht in der Welt, die andern vermitteln den Verkehr mit den fernsten Weltteilen und machen die Erzeugnisse der entlegensten Erdenwinkel allen Menschen zugänglich und nutzbar.

Worin sieht nun der Ingenieur diesen seinen Weltberuf?

Selbstverständlich verstehe ich unter „Ingenieur" nicht alles, was heute diesen Titel führt, der an sich so Hohes bedeutet, aber zur Metze aller derer gemacht wird, die ihre Titelsucht befriedigen oder sich den Schein besserer Vorbildung geben wollen. Anderseits aber sind die mit inbegriffen, die (wie die Architekten und andere) sich gemeinhin anders nennen, aber in der Tat doch Ingenieure in folgendem Sinne sind.

Nicht das Bauen, nicht das Berechnen, nicht die Anwendung überlieferter Konstruktionen ist das gemeinsame Kennzeichen der Ingenieure. Auch dadurch wird weder eine scharf treffende noch vollständige Definition unserer Tätigkeit gegeben, wenn man sagt: der Ingenieur mache die Kräfte und Stoffe der Natur der Menschheit untertan und nutzbar. Vielmehr: „Der Ingenieur gestaltet die körperliche Welt." Die körperliche Welt ist es, mit der sich der Ingenieur als „Ingenieur" befaßt. Auf diesem Gebiet aber gibt es nichts von der Stecknadel bis zum größten Ozeandampfer, was durch seine Tätigkeit nicht grundlegend beeinflußt ist. Nicht in dem Sinne, daß er etwa alles herstellte! Vieles Körperliche entsteht ohne menschliche bewußt regelnde Tat, vieles andere wird nach bekannten Grundsätzen und Verfahren hergestellt. Damit wird diese Tätigkeit zur Technik, die etwas anderes als Ingenieurwirken ist und übrigens auch durchaus nicht auf die körperliche Welt sich beschränkt. (Sprachtechnik, Verwaltungstechnik). Kennzeichnend für die Wirksamkeit des Ingenieurs in der körperlichen Welt ist das „Gestalten", d. h. die schöpferisch formende Tätigkeit.

Sie schließt drei Funktionen in sich. Erstens die Erkenntnis, daß ein Bedürfnis nach einem körperlichen Gebilde oder die Möglichkeit besteht, durch ein solches die Menschheit zu fördern, und demgemäß die Programmstellung für die Gestaltung. Zweitens auf der Erkenntnis der Aufgabe aufbauend die Entwicklung der Form. Drittens die Auffindung oder mindestens die Angabe des Verfahrens, um das entworfene Körpergebilde in die Wirklichkeit umzusetzen. Ist dieses „Gestalten" in seiner aus einem erkannten Bedürfnis heraus-

wachsenden schöpferischen, d. h. neue Gebilde schaffenden Wirksamkeit erfüllt, so hört die Ingenieurtätigkeit als solche auf. Die wiederholte Herstellung und gleichartige Anwendung der Gebilde gehört in das Gebiet der Technik. Derjenige war ein Ingenieur, der das erste Gewebe ersann und herstellte und der, welcher an Stelle des Gänsekiels die Stahlfeder setzte, sowie der, welcher auf präparierter Leinwand das erste Gemälde darstellte, um Gesehenes oder Gedachtes festzuhalten und damit der Menschheit zu dienen, und der Erbauer des ersten Luftschiffes, wenn er sich auch nicht Ingenieur nannte.

Mannigfach verschieden ist nun das Schwergewicht, in dem die drei Funktionen des Gestaltens in den verschiedenen Zweigen des Ingenieurwesens in Erscheinung treten. Dem Maschineningenieur, der Werkzeug im weitesten Sinne des Wortes bildet, wird oft die Aufgabe durch einen einzelnen Auftraggeber und durch das Gesamtgetriebe, das er durch Einfügung einer Neubildung verbessern soll, klar und eindeutig gegeben sein. Er kann dabei mit mechanischen, d. h. unwandelbaren, ewig gleichen Naturgesetzen unterworfenen Kräften und Wirkungen rechnen. Die zweite Funktion des Gestaltens, die Formausbildung (Konstruktion) wird besonders stark im Vordergrund seiner Tätigkeit stehen.

Auch der Architekt, der die Gebäude für Mensch, Betrieb und Wirtschaft schafft, arbeitet zumeist für einen bestimmten einzelnen Auftraggeber. Daher hat er seine Programmstellung einem einzigen, klar erfragbaren Bedürfnis anzupassen. Er kann sich ebenfalls jeweils auf ein einzelnes, im Umfang verhältnismäßig eng begrenztes Bauwerk konzentrieren. Aber zum Unterschied von dem Maschineningenieur muß er sich den Menschen anpassen. Will er seine Gestaltung aus dem Bedürfnis entwickeln und damit gleichzeitig die einzig sichere Grundlage auch zu wahrer Schönheit finden, so muß er die verschiedensten und ständig mit den Zeitläufen sich wandelnden menschlichen und wirtschaftlichen Bedürfnisse klar überblicken und feinfühlend die psychischen und physischen Wechselwirkungen zwischen Bau und menschlicher Eigenart empfinden und daraus seine Gestaltungsformen in ständigen Variationen entwickeln.

Wenden wir unser Augenmerk endlich den Bauingenieuren zu, so finden wir zwei verschiedene Gruppen. Die eine befaßt sich ebenfalls mit Einzelbauwerken, die wie Brücken, Hallen, Schleusen usw. meist Teile großer Gesamtanlagen bilden und die durch das Programm, das bei diesen zu erfüllen ist, gleichzeitig selbst mit festgelegt sind. Es handelt sich nun darum, durch oft äußerst komplizierte Berechnungen die Gestalt und Abmessungen diesem Programm entsprechend zu entwickeln. Auch hier herrscht die konstruktive, also die zweite Funktion des Gestaltens vor. Die andere Gruppe arbeitet aber gerade in der Gestaltung eben jener großen gewaltigen Anlagen. Sie gestaltet recht eigentlich die Oberfläche der Welt um und sucht die naturgegebenen Verhältnisse gemäß den Bedürfnissen der Menschheit und ihrer Wirtschaft umzuformen. Sie überspannt die Erdrinde mit Wege-, Kanal- und Bahnnetzen, überwindet dabei Täler und durchfährt Bergrücken, bändigt die Gewalt der Ströme und zwingt die Kräfte in ihren Dienst. Diese Ingenieure haben keinen Auftraggeber, sie passen sich keinem einzelnen oder einer beschränkten Gruppe von Menschen an, die ihre Interessen geltend machen können, sondern sie dienen der Menschheit und der Volkswirtschaft und müssen aus sich erkennen, was nützlich oder schädlich ist. Ohne Frage stellt diese Tätigkeit ganz besonders hohe Anforderungen an die Fähigkeit, die Wechselwirkungen zwischen dem Werk und menschlichen und wirtschaftlichen Verhältnissen und deren Forderungen klar zu empfinden. Dadurch spielt die erste Funktion des Gestaltens, die Programmaufstellung, bei dieser Tätigkeit eine viel tiefer greifende Rolle.

Dasselbe gilt in vielen Fällen von der dritten Funktion.

Die Verwirklichung der Planungen wird sich oft über lange Zeiträume der Zukunft forterstrecken. In den einzelnen Stufen von grundlegenden Anfängen bis zum dereinstigen endgültigen Ausbau wird man daher stets vorbereitend das vollkommene Endwerk ins Auge fassen und zielbewußt verfolgen müssen. Um hierbei seine Gestaltungsentwürfe im Rahmen des Erreichbaren zu halten und damit verwirklichungsfähig zu machen, muß der Ingenieur nicht nur die Bau-, sondern auch die Verwaltungstechnik in ihrer derzeitigen und steigerbaren Leistungsfähigkeit kennen. Er muß ferner die Menschen und die Wirtschaft in ihren oft imponderablen Trieb- und Hemmungskräften genau zu überblicken und einzuschätzen imstande sein, um sich die notwendigen Handhaben und Hilfsmittel für die Ausführung seines Werkes zu sichern.

Nun ist auf diesem Gebiet der Gestaltung großer komplizierter Gebilde in letzter Zeit ein neuer Zweig zu großer Wichtigkeit gelangt, das ist die Gestaltung städtischer Siedlungen.

Die Bedeutung dieser Aufgabe ist klar. 40 Millionen Deutsche leben in Städten. Sie leben dort mehr oder weniger menschenwürdig und froh. Ihre Nachkommen wachsen dort heran, sie treiben ihr Gewerbe und erarbeiten sich ihren Lebensunterhalt und finden dort ihre geistige Entwicklung und die Grundlagen und Anregungen zu mehr oder weniger günstiger Produktivität und psychischer Gesundheit, d. h. die Grundlagen ihrer Geisteskultur. In allen diesen Richtungen sind sie abhängig von den Verhältnissen, die in den Stadtsiedlungen herrschen.

Den Umfang der Aufgabe, die in der Gestaltung der Städte liegt, kann man daran ermessen, daß die Einwohnerschaft der Städte seit dem 12. Jahrhundert bis 1850 auf etwa 22 Millionen, in den letzten 70 Jahren aber auf 45 Millionen angewachsen ist, so daß in dieser kurzen Spanne an Körpermasse der Stadt etwa ebensoviel neu geschaffen werden mußte, wie in 700 Jahren vorher. Dazu kommt, daß die alten Stadtgebilde, infolge vollkommener Umwandlung der menschlichen Lebens- und Wirtschaftsverhältnisse den heutigen Bedürfnissen zum größten Teil nicht mehr entsprechen und einer Umgestaltung bedürfen. Wenn aber größtenteils die Ausdehnung der Städte auch schon ihren Höhepunkt für die vor uns liegende Zukunft überschritten haben mag, ist damit die Aufgabe, die sie dem Ingenieur bietet, noch nicht gelöst. Sie ist im Gegenteil dadurch viel schwierger geworden, daß die entstandenen Gebilde in ungeleiteten, überhasteten und daher größtenteils sehr unbefriedigenden Formen entstanden sind und ihre Umgestaltung aus dem vielfach herrschenden Chaos in zweckmäßige und segensreiche Gebilde schier gigantische Anstrengungen erfordern wird. Sie muß aber erfolgen, wenn wir Volk und Wirtschaft zu höchster Leistung befähigen wollen. Dazu kommt die noch ständig fortschreitende Angliederung neuer Komplexe.

Teils sind es allgemeine Ingenieuraufgaben, wie sie auch auf den anderen Zweiggebieten des Haus-, Wasser-, Straßen- und Eisenbahnbaues vorkommen, die hier zu lösen sind, wie Brückenbauten und dergleichen. Aber andere große Gebietsgruppen liegen abgesondert da. Ich erinnere an die speziell städtischen Typen der Verwaltungs-, Wohn-, Geschäfts- und Fabrikbauten, an Kanalisation, Wasserversorgung Stadtstraßen usw. Weitere Gebilde, wie Bahnhöfe, Häfen und dergleichen sind vom Standpunkt des städtischen Interesses unter einem anderen Gesichtswinkel zu betrachten.

In allen diesen Richtungen klare und sichere Richtlinien für die an jedem Ort infolge anderer Gegebenheiten vielfältig sich variierende Gestaltungstätigkeit zu schaffen, ist Aufgabe der Wissenschaft vom Stadtingenieurwesen.

Außerhalb der eigentlichen Fachkreise ahnen selbst unter den städtischen Einwohnern nur sehr wenige, welche Kapitalien an Geld und Geistesarbeit hier tätig sind. Nur ein Teilgebiet hört man vielfach nennen: „den Städtebau". Man bedient sich seiner aber oft, ohne recht zu wissen, was darunter zu verstehen ist, oft auch, um sich als moderner Mensch zu zeigen, und oft, um mit der nicht immer zutreffenden Begründung, daß dieses oder jenes im städtebaulichen Interesse liege, seinen Vorschlägen und Anträgen die Wege zu ebnen. Liegt darin auch

eine erfreuliche Anerkennung der Wichtigkeit des Städtebaus, so ist der Mißbrauch doch auch eine große Gefahr. Es wird der Blick von dem Kern der Aufgabe ab und oft durch Betonung von Nebensächlichkeiten auf falsche Wege gelenkt und der Verfolgung wahrer städtebaulicher Aufgaben werden Hemmungen bereitet. Will man aber auch für den „Städtebau" als Zweigdisziplin des Stadtingenieurwesens klare und feste Grundlagen schaffen und eine Wissenschaft vom Städtebau aufbauen, so muß in erster Linie der Begriff festgelegt und umgrenzt werden.

Fand ich die Kennzeichnung des Ingenieurberufes in der Gestaltung körperlicher Gebilde, so befaßt sich der Stadtingenieur also mit dem Stadtkörper, mit den körperlichen, zum Unterschied von rechtlichen und sonstigen kommunalpolitischen Verhältnissen der Stadt.

Es fragt sich nun, ob der Städtebau alles Körperliche umfaßt, was den Stadtkörper umschließt, bis — extrem gesprochen — zum Schrank in der Wohnung und dem Kanalrohr unter der Straßendecke. Oder läßt sich eine feste und klare Grenze finden?

Sagt man, „Städtebau" heißt Städte bauen", so führt es zu einer freilich ganz irrtümlichen Auffassung, wenn man den Ton auf das Wort „Bauen" legt. In Wirklichkeit baut aber der Städtebauer die Städte gar nicht, sondern er findet nur und schreibt die Richtlinien für ihre Gestaltung vor und ebnet der Ausführung, die oft ohne seine weitere Mitwirkung und vielfach erst nach seinem Tode erfolgt, die Wege (z. B. durch Bodenpolitik und dergl.). Wir müssen vielmehr den Ton auf „Städte" legen: Städtebau heißt „Städte bauen".

Denken wir uns in diesen Begriff hinein, so finden wir, daß zwischen einem Gebilde vieler nebeneinander gelagerter Bauten, wie etwa einem Dorf, wo ein Gehöft ohne innere gegenseitige Beeinflussung neben dem andern liegt, und den „Städten' ein wesentlicher Unterschied besteht. Dieser liegt in der gegenseitigen Abhängigkeit, in welchen in der Stadt sowohl die Menschen in ihrem persönlichen und wirtschaftlichen Dasein als auch die einzelnen Bestandteile des Stadtkörpers zueinander stehen. Wir bezeichnen demgemäß die Stadt als „sozialen Organismus", weil ähnlich, wie im Menschen- oder Tierkörper alle Teile oder Glieder Schaden oder Förderung miterfahren, wenn ein Teil gedeiht oder verdirbt, da jeder eine Funktion im Gesamtbau zu erfüllen hat.

Nicht nur, daß Regsamkeit, Leistungsfähigkeit und Erfolg jedes Einwohners maßgebend ist für seinen Beitrag zu gemeinsamen Lasten, seine Steuerkraft, sondern er gibt dadurch andern Nahrung und Erwerb, liefert ihnen in unserm komplizierten System der Arbeitsteilung bessere und billigere Artikel und zieht finanzielle und geistige, befruchtende und konsumierende (also kaufende) Kreise von auswärts heran und vergrößert dadurch die Chancen für das Gedeihen der Mitbürger.

Damit sei die gegenseitige organische Verbindung und Abhängigkeit der Einwohner untereinander angedeutet.

Sie besteht ebenso für die körperlichen Gebilde. Ein Haus nimmt dem andern Licht und Luft, verbaut ihm den Zugang und kann vor allen Dingen dem Haus, dessen ein anderer für Wohnung und Wirtschaft in ganz bestimmter Lage bedarf, die Baustelle wegnehmen. Im komplizierten Organismus des Stadtkörpers ist es durchaus nicht gleichgültig, ob diese oder jene Werkstatt oder Fabrik, das Geschäft oder die Wohnung für diesen oder jenen Teil der Bewohnerschaft an dieser oder jener Stelle liegt. Sie können dadurch schädigen oder geschädigt werden, wenn sie nicht an dem Punkte, in der „Lage" liegen, in der der einzelne und mit ihm die Gesamtheit die größte Förderung erfährt.

Vergegenwärtigt man sich, daß das Wesen der Stadt als „Stadt" im Kennzeichen des „sozialen Organismus" begründet ist, so umschließt und umgrenzt sich der Begriff „Städtebau" in klarer und eindeutiger Weise. Städtebau treiben heißt dafür sorgen, daß die das Stadtgebilde schaffenden Kräfte, die Gebäude an Gebäude zu setzen streben, ähnlich wie die Strömung im Fluß Korn an Korn zu einer Insel zu sammenträgt, in wohlgeregelte Bahnen geleitet werden, damit jeder Teil, jedes Einzelbauwerk an die Stelle kommt, wo sein Inhaber selbst oder dessen Betrieb die günstigste Grundlage findet, um in seiner Leistungsfähigkeit den Gesamtnutzen am meisten zu fördern, und die Form und Lage erhält, in der er sich dem Gesamtkörper am besten eingliedert und so mit ihm zu einem harmonischen Gesamtgebilde vereinigt.

Das Ziel des Städtebaues darf hierbei nicht ein totes Schema oder allein das Streben nach äußerem Schmuck und Schönheit sein, sondern der Mensch in seinem körperlichen, geistigen und wirtschaftlichen Gedeihen als Teil der Gemeinde. ἄνθρωπος μέτρον πάντων: Der Mensch ist das Maß, er steht im Mittelpunkt aller Dinge und unseres Schaffens! Das gilt hier mehr als irgendwo sonst. „Städtebau" heißt die Stadt so bauen, daß die Einwohner gesund und froh und leistungsfähig heranwachsen und bleiben, daß Handel und Wandel gefördert wird und die Gesamtheit zum Höchstmaß des Erfolges und Glückes befähigt wird, jede Störung infolge der gegenseitigen Abhängigkeit aber auf ein Mindestmaß herabgesetzt und so den Bedürfnissen des Stadtorganismus entsprechend ein organisch aufgebauter Gesamtkörper geschaffen wird.

Suche ich auf Grund dieser Begriffsbestimmung die Grenze nach oben festzulegen, womit der Städtebau sich befassen und was er in seinen Gesichtskreis einbeziehen muß, so dehnt sie sich unabsehbar. Der Hafen, der Bahnhof, die Schlucht und das Gewässer, die als Schmuck und zur Erholung dienen können, alles umfaßt er. Und nicht nur, soweit sie sich heute dem Stadtkörper eingliedern und von ihm umspannt werden, sondern bis in fernste Zukunft muß der Städtebauer vorauszuschauen suchen, damit z. B. ein Gelände, das einmal, sei es auch in fernster Zeit, für einen Hafen, Bahnanlage, angegliederte Industrie (die an diese Verkehrswege gebunden sind) oder dergleichen notwendig sein könnte und in gleicher Geeignetheit an keiner andern Stelle und Lage zum Gesamtorganismus sich findet, nicht für andere weniger wichtige oder an anderen Punkten gleich gut erfüllbare Zwecke vorweg genommen wird.

Nach unten aber finden wir eine scharfe Grenze in der aus der gegenseitigen Abhängigkeit der Einzelglieder sich folgernden gegenseitigen förderlichen oder schädlichen Beeinflussung. Ob jemand seine im großen Park gelegene Villa näher oder ferner der Straße, ob er sie in dieser oder jener Form baut, kann uns vom Standpunkte des Städtebaues gleichgültig sein, sofern sie die Nachbarschaft oder das Gesamtgebilde nicht stört und verschandelt. Ein Haus aber, das neben dem andern liegt, darf ihm nicht Licht und Luft rauben und muß sich auch in Ausbau und Form den andern fein einfügen, damit ein harmonisches Gesamtgebilde den Bewohner erfreut. Denn die äußere Stadtschönheit ist zwar nicht der Inbegriff und Kern, sondern nur ein Teilproblem des Städtebaues, aber sie ist auch wichtig wegen der Hebung der Freude und des Behagens und damit der Leistungsfähigkeit der Bewohner.

Oder ein anderes Beispiel. Es kann dem Städtebauer gleichgültig sein, ob jemand die sonderbarste Innenaufteilung seines Hauses vornimmt, das er mit seiner Familie allein bewohnt, sofern er sich darin wohl fühlt. Aber ein Mietshaus, das Teile der Einwohnerschaft brauchen wie das tägliche Brot, das gewisse Teile der Bürgerschaft beziehen müssen, weil andere Wohnungen nicht frei sind, dessen Innengestaltung aber ihre Leistungsfähigkeit und damit die der Gesamtheit beeinflußt, auf dessen Gestaltung muß der Städtebauer als Sachwalter der Teile der Bürgerschaft, die selbst nicht ihre Interessen geltend machen können, Einfluß nehmen. Der Einzelne kann vier Etagen übereinander türmen, wo es hinpaßt und seinen Wünschen entspricht, aber die viergeschossige Mietskaserne ist unter vielen Umständen zu verpönen.

Somit sehe ich, daß der Städtebau sich mit allen Teilen des Stadtgebietes und mit allen Bestandteilen des Stadtkörpers befassen und sich einen bis zur vollkommenen Klarheit

durchdringenden Einblick darüber verschaffen muß, welche Anforderungen an Lage und körperliche Form des Gebildes sich aus den Bedürfnissen der in der Stadt tätigen Menschen und Wirtschaft ergeben. Darin liegt die Wichtigkeit und Schwierigkeit, die er bei der Programmaufstellung, und der Umfang der Arbeit, die er bei der Ausübung dieser ersten Funktion seiner Gestaltungstätigkeit zu erfüllen hat.

Die Ausübung der zweiten Funktion, die Formbildung, findet ihre Grenzen in der Wahrnehmung gemeinsamer und der Ausgleichung widerstreitender Interessen der Einwohnerschaft. Für die Zweckbestimmung der einzelnen Flächen sowie für die Ausführung der einzelnen Bauten wird er danach die großen, gemeinsamen Richtlinien festzulegen haben. Z. B. wird er die Kanalisation oder das Verkehrswesen nur soweit aktiv beeinflussen, als es notwendig ist, um die Ausbildung einwandfreier Netze sicherzustellen. Alle Einzelheiten fallen anderen Sonderdisziplinen des Stadtingenieurwesens zu.

Hochbedeutsam ist aber auch die dritte Funktion des Gestaltens, weil sich der Städtebauer mit starken wirtschaftlichen Eigeninteressen der Bewohnerschaft auseinandersetzen und häufig mit schweren Widerständen und Hemmungen rechnen muß, die sich aus derzeitigen Gegebenheiten in der Verwaltungsorganisation und Gesetzgebung und der Notwendigkeit folgern, die Bürgerschaft, die weitblickende Planungen in ihrem Zukunftswert und ihrer Bedeutung für die Gesamtheit im Gegensatz zu Wünschen des Einzelnen und Bedürfnissen von heute und morgen nicht zu überblicken vermögen, für eine zielbewußte Städtebaupolitik zu gewinnen, und die Bereitstellung der realen und verwaltungstechnischen Hilfsmittel sicherzustellen.

Die Entwicklung der Stadt zum sozialen Organismus, die dem heutigen Städtebau das Gepräge gibt, hat sich erst in neuerer Zeit herausgebildet, wenigstens gegen früher unvergleichlich gesteigert. Bestimmte typische Formen der Gebäude je nach deren Zweck, die Scheidung von Arbeitsstätte, Geschäft und Wohnbau, die Abhängigkeit von der Lage, sind Erscheinungen unserer Zeit. Sie machen sich geltend in der Kleinstadt ebenso wie in der Großstadt, nur daß in ersterer die Probleme einfacher zu bewältigen sind. Deshalb kann man auch die Entwicklung nicht mehr sich selbst überlassen. Jeder Zweck erfordert bestimmte Bautypen. In Schulen und öffentlichen Gebäuden, im Bank- und Geschäftshaus, im Wohnhaus für Klein- und Großwohnung, in Fabrik und Werkstatt bilden sich mehr und mehr verschiedenartige Formtypen heraus. Läßt man sie sich beliebig zusammenlagern, so entsteht das Chaos. Lagert man sie aber dort zusammen, wo ihr gemeinsames gleiches Interesse sie an gleiche Lage bindet, so entwirrt sich die Unordnung. Gleiche und ähnliche Bausteine ergeben leichter ein harmonisches Mosaik, als wenn ich die verschiedensten Gebilde zusammensetzen muß. Auch Gegensätze monumentaler Bauten zur Masse der gleichförmigen Einzelteile lassen sich leichter herstellen und in ihrer Wirkung steigern. So findet in der gesamten Ordnung auch das Streben nach äußerer Schönheit seine beste Grundlage.

So fußt aller Städtebau auf der Feststellung gemeinsamer gleicher Interessen an Lage und Gebäudeform und an der Zuweisung der Stadtgrundflächen bzw. ihrer Offenhaltung für die fernere Zukunft für diese Zwecke. Den Stadtkörper organisieren und gruppieren, seinen Aufbau regeln, das nennt man den Generalbebauungsplan und darin beruht dessen für alle weiteren Arbeiten grundlegende Bedeutung. Er disponiert über die Flächen und setzt zusammengehörige miteinander in Verbindung durch die großen Verkehrsstraßen und gibt dem Gesamtkörper sein Gerippe. Deshalb ist es nicht möglich, wie im Mittelalter schematische und spielerische Grundrisse für die Städte zu wählen in Sternformen usw.

Auf dieser Grundlage kann dann der örtliche Ausbau der Einzelteile erfolgen, die Einteilung in Blocks, die Schaffung von Plätzen und Plätzchen, stillen Wohnstraßen usw., und schließlich überprüft man das Ganze, verschiebt und feilt und sorgt für schmückende Ausstattung geeigneter Punkte.

Bei der Ingenieuraufgabe des Städtebaues spielen die drei Funktionen des Gestaltens eine ganz andere Rolle als auf vielen anderen Gebieten. Soll ich für einen Fabrikbetrieb eine Maschine konstruieren, eine Brücke oder Schleuse im Zuge einer großen Landstraße entwerfen, so liefern der Auftraggeber oder die Erfordernisse des Gesamtwerkes ein eindeutiges Programm. Dagegen weist jede andere Stadt andere örtliche Verhältnisse und Gegebenheiten auf, hat anderen Charakter, andere Industrie, andere Zusammensetzung verschiedener Bewohnerschichten und wirtschaftliche Grundlagen. Die verschiedensten menschlichen und wirtschaftlichen Interessen stehen neben- und oft gegeneinander. Alle wirtschaftlichen, hygienischen, psychischen, kulturellen Bedürfnisse muß der Städtebauer kennen und beherrschen, ihre Wichtigkeit zu wägen und daraus eine Formbildung zu entwickeln verstehen, die sie zu einer Bestlösung in wirtschaftlicher Beziehung und einem harmonischen Ganzen zusammenwachsen läßt. Nie ist sein Werk fertig. Das Leben und seine Bedürfnisse wandeln sich, wenn auch kein Wachstum stattfindet und haben Neugestaltungen im Gefolge. Stets ist von neuem das Programm und aus ihm die Form zu entwickeln. Nie kann er sein Werk fertig sehen, kaum es je selbst ausführen. Sondern in zähem Hinarbeiten auf das richtig erkannte und demgemäß gesteckte Ziel, durch Verwaltungsmaßnahmen, Bodenpolitik, Einflußnahme auf Steuerfragen muß er der Durchführbarkeit seiner Pläne die Wege ebnen. Das alles faßt man unter dem Begriff der Stadtbaupolitik zusammen. Auch sie ist an Grenzen der Möglichkeit, der Machtbefugnisse, die die Gesetzgebung regelt, und an staatspolitische Gegebenheiten gebunden. Das alles muß der Städtebauer überblicken, um es in Rechnung stellen zu können, denn der schönste Plan ist wertlos, wenn er sich als undurchführbar erweist.

Somit kann man sagen, daß in vieler Hinsicht der Städtebau die höchsten Ansprüche an die Ingenieurtätigkeit stellt.

GENAUIGKEIT DER DIAGONALEN IN DREIECKSKETTEN.

Von Dr. M. Näbauer, Karlsruhe i. B.

Die Ausgleichung weit ausgedehnter Dreiecksnetze in einem Guß ist eine äußerst mühsame und zeitraubende Arbeit. Deshalb begnügt man sich vielfach damit, die einzelnen Teile des in passender Weise zerlegten Netzes für sich auszugleichen und nachträglich zu einem Ganzen zusammenzufügen. Damit dies ohne Widerspruch gelingt, müssen die längs der gemeinsamen Netzgrenzen bestehenden Anschlußbedingungen aus den schon ausgeglichenen Netzteilen in die erst zu behandelnden übernommen werden. Ein solches Verfahren spart zwar ganz erheblich an Zeit, aber sein innerer Wert wird durch die aus den Zwangsanschlüssen folgenden Einseitigkeiten vielfach stark beeinträchtigt.

Ein anderes abkürzendes Näherungsverfahren, welches unter Vermeidung innerer Zwangsanschlüsse das Gesamtgefüge prinzipiell gleichartig behandelt, besteht darin, das ganze Netz in einzelne, annähernd gleichwertige Dreiecksverbindungen aufzulösen, welche durch die zwischen ihren Endpunkten verlaufenden Diagonalen ersetzt werden. So entsteht ein sehr viel einfacheres, grundlegendes Gerippe, nämlich ein Polygonnetz, dessen durch Rechnung gefundene Seiten und Seitenrichtungen bzw. Polygonwinkel einer Ausgleichung zu unterziehen sind. Nach deren Erledigung werden die einzelnen Netzteile unter Vornahme geringer Maßstabänderungen so in das ausgeglichene Gerippe eingepaßt, daß

die Diagonalenendpunkte auf die entsprechenden, endgültig festliegenden Polygonpunkte zu liegen kommen.

Zur Durchführung der erwähnten Ausgleichung braucht man die Gewichte, also auch die mittleren Fehler der einzelnen Diagonalen sowie diejenigen ihrer Richtungen bzw. der von ihnen eingeschlossenen Polygonwinkel[1]). Diese Genauigkeitsmaße ergeben sich gelegentlich der strengen Ausgleichung der einzelnen Netzteile nach einem ganz bestimmten Rechnungsgang ohne theoretische Schwierigkeiten. Aber die strenge rechnerische Gewichtsbestimmung ist geometrisch undurchsichtig und meistens doch so umständlich, daß man in praktischen Fällen unter Anlehnung an typische Netzformen die Gewichte vielfach durch bloße Schätzung oder einfache Näherungsberechnungen bestimmt[2]). Besonders häufig sind nun die Teilnetze Dreiecksketten im engeren Sinne des Wortes, d. h. Dreiecksverbindungen, in denen eine Seite aus einer anderen nur auf einem ganz bestimmten, einzigen Wege berechnet werden kann. In solchen Fällen aber ist es, wie hernach gezeigt werden soll, möglich, die gesuchten mittleren Fehler auf einem auch geometrisch anschaulichen graphisch-analytischen Wege in aller Strenge zu ermitteln, ohne daß über die Form der einzelnen Dreiecke Voraussetzungen getroffen werden müßten.

Koordinatenfehler eines Punktes der Dreieckskette.

In Abb. 1, deren linker Teil zunächst wegzudenken ist, bedeutet P_0P_1 eine nach Richtung und Länge fehlerfrei festliegende Dreiecksseite, von welcher aus eine aus den Dreiecken $\Delta_1, \Delta_2, \ldots, \Delta_n$ zusammengefügte Kette bis zu einem Punkte P_{n+1} hinzieht. Diesen Endpunkt der Kette denken wir uns mit ihrem Anfangspunkt P_0 durch einen Polygonzug $P_0P_1P_2, \ldots P_i \ldots P_nP_{n+1}$ verbunden, dessen Strecken die je zwei aufeinander folgenden Dreiecken gemeinsamen Dreiecksseiten sind. Als Polygonwinkel aber treten die teils links, teils rechts vom Zuge liegenden Dreieckswinkel α, manchmal auch Summen einzelner α auf. Letzteres trifft z. B. für den Punkt $P_{u,u+1,\ldots,v}$ zu, in dem die Scheitel $P_u, P_{u+1}, \ldots, P_v$ der Winkel $\alpha_u, \alpha_{u+1}, \ldots, \alpha_v$ vereinigt sind, so daß man von einem mehrfachen Punkte sprechen kann. Im Dreieck Δ_i, welches bei P_i den Polygonwinkel α_i faßt, möge der vorhergehenden Polygonseite stets der Winkel β_i, der folgenden b_i mit dem Richtungswinkel φ_i aber der Winkel γ_i gegenüberliegen. Die Dreieckswinkel α, β, γ sind ausgeglichene Werte, welche aus den unmittelbaren, gleich genauen Beobachtungen $\alpha'', \beta'', \gamma''$ durch gleichmäßige Verteilung der Dreieckswidersprüche hervorgegangen sind.

Der Zugpunkt P_i habe nun in irgend einem allgemeinen System die rechtwinkligen Koordinaten x_i, y_i, während die Koordinaten des Kettenendpunktes P_{n+1} zur Abkürzung schlechthin mit x, y bezeichnet werden sollen. Mit der fest-

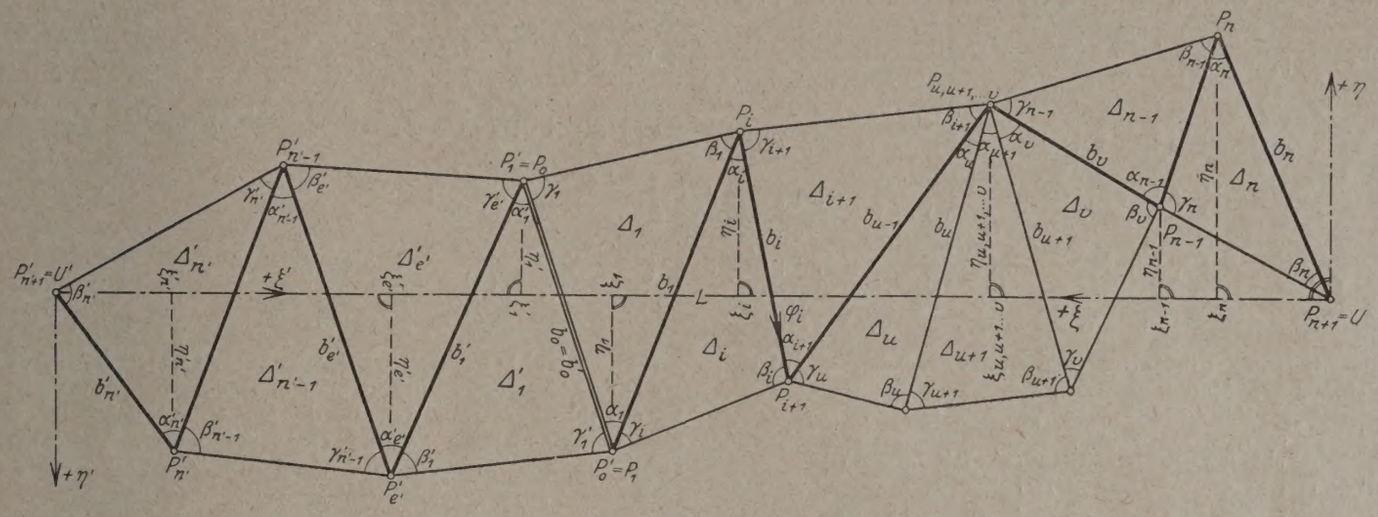


Abb. 1. Koordinatenfehler eines Punktes der Dreieckskette. Längen- und Richtungsfehler der Kettendiagonalen.

gesetzten Bezeichnungsweise findet man an Hand von Abb. 1 leicht den analytischen Ausdruck:

$$x = x_1 + \sum_{1}^{u-1} \Delta x_i + \sum_{v}^{n} \Delta x_i = x_1 + \sum_{1,v}^{u-1,n} b_i \cos \varphi_i \quad \ldots \quad (1$$

welcher auf den Koordinatenfehler:

$$d x = \sum_{1,v}^{u-1,n} \Delta x_i \frac{d b_i}{b_i} - \sum_{1,v}^{u-1,n} \Delta y_i \, d \varphi_i^0 \quad \ldots \ldots \quad (2$$

führt, wenn $d b_i$ und $d \varphi_i^0$ die Fehler in der Länge und Richtung der Seite b_i bedeuten. Sind $d \alpha_e^0$, $d \beta_e^0$, $d \gamma_e^0$ die bestimmten Fehler der ausgeglichenen Dreieckswinkel im e-ten Dreieck und bedenkt man, daß die Seite b_i aus b_0 durch fortgesetzte Anwendung des Sinussatzes hergeleitet werden kann und ihr Richtungswinkel den Ausdruck:

$$\varphi_i = \varphi_0 + \sum_{1}^{i} \pm \alpha_e + C \quad \ldots \ldots \quad (3$$

ist, so ergeben sich, da φ_0 und C Festwerte bedeuten, leicht die Beziehungen:

$$\frac{d b_i}{b_i} = - \sum_{1}^{i} \operatorname{ctg} \beta_e \, d \beta_e^0 + \sum_{1}^{i} \operatorname{ctg} \gamma_e \, d \gamma_e^0, \quad \ldots \quad (4$$

$$d \varphi_i^0 = \sum_{1}^{i} \pm d \alpha_e^0 \quad \ldots \ldots \quad (5$$

Ein für allemal sei bemerkt, daß das obere bzw. das untere Vorzeichen gilt, je nachdem der zu-

[1]) Für die Bauingenieurtechnik gewinnen solche Fehlerermittlungen Bedeutung, wenn es sich etwa darum handelt, auf Grund einer bestimmten Netzform die beim Bau eines langen Tunnels zu befürchtenden mittleren Durchschlagsfehler anzugeben.

[2]) Die näherungsweise Ermittlung der Fehler von Netzdiagonalen ist schon mehrfach behandelt worden. Besonders sei verwiesen auf a) *Helmert, R.*, Lotabweichungen, Heft I, Berlin 1886, S. 68—73; b) *Simon, P.*, Gewichtsbestimmungen für Seitenverhältnisse in schematischen Dreiecksnetzen, Berlin 1889; c) *Börsch, A.* und *Krüger, L.*, die Europäische Längengradmessung in 52° Breite, II. Heft, Berlin 1896, S. 153—167; d) *Krüger, L.*, Beiträge zur Berechnung von Lotabweichungssystemen, Leipzig 1898, S. 32—57; e) *Krüger, L.*, Lotabweichungen, Heft V, Berlin 1916, S. 65—80.

gehörige Winkel α auf der linken bzw. auf der rechten Seite des Polygonzugs $P_0P_1P_2 \ldots P_{n+1}$ liegt. Setzt man die Gleichungen (4) und (5) in (2) ein, so erhält man für den Abszissenfehler des Kettenendpunktes den Ausdruck:

$$d\,x = \sum_{1,\nu}^{u-1,n} \Delta x_i \left\{ -\left[\overset{i}{\underset{1}{}} \operatorname{ctg} \beta_e \, d\,\beta_e^0\right] + \left[\overset{i}{\underset{1}{}} \operatorname{ctg} \gamma_e \, d\,\gamma_e^0\right] \right\} - \sum_{1,\nu}^{u-1,n} \Delta y_i \left\{ \left[\overset{i}{\underset{1}{}} \pm d\,\alpha_e^0\right] \right\}, \quad (6$$

welcher durch Ordnen nach den Winkeldifferentialen die Form:

$$\left.\begin{aligned} d\,x = {} & d\,\beta_1^0 \operatorname{ctg} \beta_1 \left\{ \frac{-\Delta x_1 - \Delta x_2 - \Delta x_{u-1} - \Delta x_\nu - \cdots - \Delta x_n}{-(x - x_1)} \right\} + d\,\beta_2^0 \operatorname{ctg} \beta_2 \left\{ \frac{-\Delta x_2 - \Delta x_3 - \cdots - \Delta x_{u-1} - \Delta x_\nu - \cdots - \Delta x_n}{-(x - x_2)} \right\} \\ & + d\,\beta_i^0 \operatorname{ctg} \beta_i \left\{ \frac{-\Delta x_i - \cdots - \Delta x_{u-1} - \Delta x_\nu - \cdots - \Delta x_n}{-(x - x_i)} \right\} + \cdots + d\,\beta_{u-1}^0 \operatorname{ctg} \beta_{u-1} \left\{ \frac{-\Delta x_{u-1} - x_\nu - \cdots - \Delta x_n}{-(x - x_{u-1})} \right\} \\ & + d\,\beta_u^0 \operatorname{ctg} \beta_u \left\{ \frac{-\Delta x_\nu - \cdots - \Delta x_u}{-(x - x_u)} \right\} + d\,\beta_{u+1}^0 \operatorname{ctg} \beta_{u+1} \left\{ \frac{-\Delta x_\nu - \cdots - \Delta x_n}{-(x - x_{u+1})} \right\} + \cdots \\ & + d\,\beta_\nu^0 \operatorname{ctg} \beta_\nu \left\{ \frac{-\Delta x_\nu - \cdots - \Delta x_n}{-(x - x_\nu)} \right\} + d\,\beta_{\nu+1}^0 \operatorname{ctg} \beta_{\nu+1} \left\{ \frac{-\Delta x_{\nu+1} - \cdots - \Delta x_n}{-(x - x_{\nu+1})} \right\} + \cdots + d\,\beta_n^0 \operatorname{ctg} \beta_n \left\{ \frac{-\Delta x_n}{-(x - x_n)} \right\} \\ & + d\,\gamma_1^0 \operatorname{ctg} \gamma_1 (x - x_1) + \cdots \mp d\,\alpha_1^0 (y - y_1) \pm \cdots \end{aligned}\right\} \quad (7$$

annimmt. Nach Einführung von Summenzeichen ergibt sich die einfache Gestalt

$$d\,x = -\sum_{i=1}^{n} \operatorname{ctg} \beta_i (x - x_i)\, d\,\beta_i^0 + \sum_{i=1}^{n} \operatorname{ctg} \gamma_i (x - x_i)\, d\,\gamma_i^0 \mp \sum_{i=1}^{n} (y - y_i)\, d\,\alpha_i^0. \quad (8$$

Da nach der gleichmäßigen Verteilung des Dreieckswiderspruchs der ausgeglichene Winkel

$$\alpha_i = \frac{2}{3}\alpha_i'' - \frac{1}{3}\beta_i'' - \frac{1}{3}\gamma_i'' + 60^\circ \quad \ldots\ldots\ldots (9$$

ist und Entsprechendes auch für β_i und γ_i gilt, so erhält man die in (8) auftretenden Fehler $d\,\alpha_i^0$, $d\,\beta_i^0$, $d\,\gamma_i^0$ der ausgeglichenen Dreieckswinkel leicht als Funktionen der bestimmten Fehler $d\,\alpha_i$, $d\,\beta_i$, $d\,\gamma_i$ in den unmittelbar beobachteten Dreieckswinkeln α_i'', β_i'', γ_i''. Es ergeben sich die Ausdrücke:

$$\left.\begin{aligned} d\,\alpha_i^0 &= \frac{2}{3} d\,\alpha_i - \frac{1}{3} d\,\beta_i - \frac{1}{3} d\,\gamma_i, \\ d\,\beta_i^0 &= -\frac{1}{3} d\,\alpha_i + \frac{2}{3} d\,\beta_i - \frac{1}{3} d\,\gamma_i, \\ d\,\gamma_i^0 &= -\frac{1}{3} d\,\alpha_i - \frac{1}{3} d\,\beta_i + \frac{2}{3} d\,\gamma_i, \end{aligned}\right\} \quad \ldots (10$$

deren Einführung in Gleichung (8) den bestimmten Abszissenfehler des Kettenendpunktes:

$$d\,x = \sum_{1}^{n} \left\{ \frac{1}{3}(x - x_i) \operatorname{ctg} \beta_i - \frac{1}{3}(x - x_i) \operatorname{ctg} \gamma_i \mp \frac{2}{3}(y - y_i) \right\} d\,\alpha_i + \sum_{1}^{n} \left\{ -\frac{2}{3}(x - x_i) \operatorname{ctg} \beta_i - \frac{1}{3}(x - x_i) \operatorname{ctg} \gamma_i \pm \frac{1}{3}(y - y_i) \right\} d\,\beta_i + \sum_{1}^{n} \left\{ \frac{1}{3}(x - x_i) \operatorname{ctg} \beta_i + \frac{2}{3}(x - x_i) \operatorname{ctg} \gamma_i \pm \frac{1}{3}(y - y_i) \right\} d\,\gamma_i \quad (11$$

in seiner endgültigen Form als unmittelbare Funktion der Beobachtungsfehler liefert.

In ganz entsprechender Weise oder einfacher durch eine Drehung des Koordinatensystems um 90^0 findet man auch den bestimmten Ordinatenfehler des Kettenendpunktes, nämlich:

$$d\,y = \sum_{1}^{n} \left\{ \frac{1}{3}(y - y_i) \operatorname{ctg} \beta_i - \frac{1}{3}(y - y_i) \operatorname{ctg} \gamma_i \pm \frac{2}{3}(x - x_i) \right\} d\,\alpha_i + \sum_{1}^{n} \left\{ -\frac{2}{3}(y - y_i) \operatorname{ctg} \beta_i - \frac{1}{3}(y - y_i) \operatorname{ctg} \gamma_i \mp \frac{1}{3}(x - x_i) \right\} d\,\beta_i + \sum_{1}^{n} \left\{ \frac{1}{3}(y - y_i) \operatorname{ctg} \beta_i + \frac{2}{3}(y - y_i) \operatorname{ctg} \gamma_i \mp \frac{1}{3}(x - x_i) \right\} d\,\gamma_i. \quad (12$$

Tritt an Stelle der bestimmten Winkelfehler $d\,\alpha_i$, $d\,\beta_i$, $d\,\gamma_i$ der mittlere Fehler μ ($\widehat{\mu}$ in Bogenmaß) der gleich genauen Beobachtungen, so erhält man nach dem bekannten mittleren Fehlergesetz aus $d\,x$ und $d\,y$ leicht die für den Kettenendpunkt zu befürchtenden mittleren Koordinatenfehler m_x und m_y. Es wird nämlich:

$$m_x^2 = \frac{2}{3}\widehat{\mu}^2 \sum_{1}^{n} \left\{ (p_i^2 + p_i q_i + q_i^2)(x - x_i)^2 \mp (p_i - q_i)(x - x_i)(y - y_i) + (y - y_i)^2 \right\}, \quad (13$$

$$m_y^2 = \frac{2}{3}\widehat{\mu}^2 \sum_{1}^{n} \left\{ (p_i^2 + p_i q_i + q_i^2)(y - y_i)^2 \pm (p_i - q_i)(x - x_i)(y - y_i) + (x - x_i)^2 \right\}, \quad (14$$

wenn die Abkürzungen:

$$p_i = \operatorname{ctg} \beta_i, \quad q_i = \operatorname{ctg} \gamma_i \quad \ldots\ldots\ldots (15$$

Verwendung finden. Zur Vereinfachung dienen auch die weiteren Abkürzungen

$$\sigma_i = \sqrt{p_i^2 + p_i q_i + q_i^2} \text{ und } \tau_i = p_i - q_i \quad \ldots\ldots (16$$

Nun machen wir noch den Kettenendpunkt P_{n+1} zum Ursprung U eines allgemeinen Hilfskoordinatensystems (ξ, η), dessen Achsen zu denjenigen des Hauptsystems entgegengesetzt parallel laufen. Der Zugpunkt P_i wird hierin die Koordinaten

$$\xi_i = x - x_i, \quad \eta_i = -(y_i - y) = y - y_i \quad \ldots\ldots (17$$

besitzen, so daß die unter (13) und (14) stehenden mittleren Fehlerquadrate schließlich die Form:

$$m_x^2 = \frac{2}{3}\widehat{\mu}^2 \sum_{1}^{n} \left\{ \sigma_i^2 \xi_i^2 \mp \tau_i \xi_i \eta_i + \eta_i^2 \right\}, \quad \ldots\ldots (18$$

$$m_y^2 = \frac{2}{3}\widehat{\mu}^2 \sum_{1}^{n} \left\{ \sigma_i^2 \eta_i^2 \pm \tau_i \xi_i \eta_i + \xi_i^2 \right\} \quad \ldots\ldots (19$$

annehmen. Dieses Ergebnis bleibt auch erhalten, wenn man in letzten Dreieck $\triangle_n$ mittels der dritten Seite von dem dann nach P_{n-1} fallenden Punkt P_n auf P_{n+1} übergeht.

Liegt nun die Dreieckskette gezeichnet vor, so kann man der bildlichen Darstellung nicht nur unmittel-

bar die Koordinaten ξ_i, η_i, sondern mittels einer einfachen Konstruktion auch die Werte σ_i, τ_i als Längen entnehmen. Zieht man nämlich in jedem Dreieck zur Gegenseite des Winkels α eine Parallele, deren senkrechter Abstand vom Scheitel des genannten Winkels die Längeneinheit ist, so wird die gezogene Gerade die beiden anderen Dreiecksseiten in zwei Punkten B, C (Abb. 2a, b) schneiden, welche der vorhergehenden bzw. der folgenden Dreiecksseite gegenüber liegen. Die Verbindungsstrecke BC aber ist die Summe $p + q$, welche durch den Fußpunkt F der durch den Scheitel von α gehenden Dreieckshöhe in ihre an B bzw. C anliegenden Bestandteile p und q zerlegt wird. Außerdem ist der Abstand des Höhenfußpunktes F vom Mittelpunkt M der Strecke BC der Wert $^1/_2\,\tau$, der für die Punktfolge BMF bzw. CMF positiv bzw. negativ zu nehmen ist.

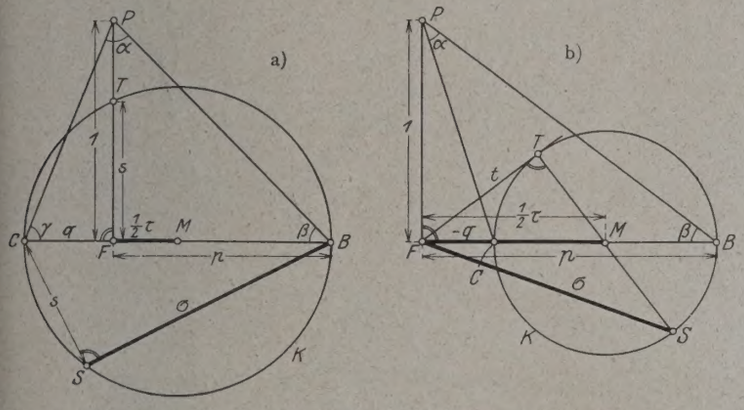


Abb. 2. Zeichnerische Ermittlung der Hilfsgrößen p, q, σ, τ.

fernung BS den Wert σ an. Liegt, wie in Abb. 2 b, der Fußpunkt F außerhalb BC, so braucht man nur den vom Tangentenberührungspunkt T ausgehenden Durchmesser TS zu ziehen, dessen anderer Endpunkt S von F um das gesuchte σ absteht.

2. Längenfehler und Richtungsfehler der Kettendiagonalen.

Handelt es sich um die Fehler einer Kettendiagonale L (Abb. 1), deren Endpunkte P_{n+1}, $P'_{n'+1}$ sich auf verschiedenen Seiten einer nach Länge und Richtung festliegenden Dreiecksseite P_0P_1 befinden, so zerlegt man die ganze Kette durch diese Seite in zwei Teilketten, deren eine — in Abb. 1 die rechte — die bisherigen Bezeichnungen trägt, von denen die ganz entsprechend gehaltenen Bezeichnungen des andern Teils — links in Abb. 1 — durch ′ unterschieden werden.

Die Anwendung der Formeln (18) und (19) auf den rechten Teil der Kette ergibt die Quadrate der mittleren Koordinatenfehler m_x, m_y des Kettenendpunktes P_{n+1}, während die entsprechenden Werte m_x', m_y' des anderen Endpunktes $P'_{n'+1}$ durch die Ausdrücke:

$$m_{x'}^2 = \frac{2}{3}\widehat{\mu}^2 \sum_1^{n'} \{\sigma_i'^2 \xi_i'^2 \mp \tau_i' \xi_i' \eta_i' + \eta_i'^2\}, \quad \ldots \quad (20)$$

$$m_{y'}^2 = \frac{2}{3}\widehat{\mu}^2 \sum_1^{n'} \{\sigma_i'^2 \eta_i'^2 \pm \tau_i' \xi_i' \eta_i' + \xi_i'^2\} \quad \ldots \quad (21)$$

bestimmt sind. Da die beiden Teilketten vollständig voneinander unabhängig sind, so ergeben sich die mittleren Fehler $m_{\Delta x}$, $m_{\Delta y}$ der Koordinatenunterschiede Δx, Δy beider Kettenendpunkte P_{n+1} und $P'_{n'+1}$, indem man ihre Koordinatenfehler m_x und $m_{x'}$ bzw. m_y und $m_{y'}$ jeweils nach dem mittleren Fehlergesetz vereinigt. Man erhält so die mittleren Fehlerquadrate:

$$m^2_{\Delta x} = m_x^2 + m_{x'}^2 = \frac{2}{3}\widehat{\mu}^2 \left[\sum_1^{n} \{\sigma_i^2 \xi_i^2 \mp \tau_i \xi_i \eta_i + \eta_i^2\} + \sum_1^{n'} \{\sigma_i'^2 \xi_i'^2 \mp \tau_i' \xi_i' \eta_i' + \eta_i'^2\}\right] \quad \ldots \quad (22)$$

$$m^2_{\Delta y} = m_y^2 + m_{y'}^2 = \frac{2}{3}\widehat{\mu}^2 \left[\sum_1^{n} \{\sigma_i^2 \eta_i^2 \pm \tau_i \xi_i \eta_i + \xi_i^2\} + \sum_1^{n'} \{\sigma_i'^2 \eta_i'^2 \pm \tau_i' \xi_i' \eta_i' + \xi_i'^2\}\right] \quad \ldots \quad (23)$$

Diese Ausdrücke gelten für jede beliebige Lage des Koordinatensystems, also auch für den Fall, daß die X-Achse parallel zur Kettendiagonale L liegt. Bei dieser Annahme aber fallen die jeweils auf den anderen Ursprung gerichteten Achsen $+\xi$, $+\xi'$ der Hilfssysteme U, U′ in die Diagonale L, wie es in Abb. 1 dargestellt ist, und unter diesen Verhältnissen folgen aus (22) und (23) die besonderen Werte:

$$m_{\Delta x} = m_L, \qquad m_{\Delta y} = m_q, \quad \ldots \quad (24)$$

wenn m_L den mittleren Längenfehler der Diagonale bedeutet, während m_q die mittlere Querverschwenkung des einen Diagonalenendpunktes gegen den anderen bezeichnet. Der entsprechende mittlere Richtungsfehler m_φ (Fehler im Richtungswinkel φ) der betrachteten Diagonale wird also

$$m_\varphi = \varrho'' \frac{m_q}{L} \quad \ldots \quad (25)$$

Liegen die beiden Diagonalenendpunkte in der gleichen Teilkette, führt also z. B. die Diagonale von P_i (Abb. 1, rechte Hälfte) nach P_{n+1}, so lassen sich die Diagonalenfehler in folgender Weise bestimmen. Man ermittelt zunächst unter der Annahme, daß die der Strecke P_0P_1 hier entsprechende Seite P_iP_{i+n} der Richtung φ_i und der Länge b_i nach fehlerfrei festliege, nach (18) und (19) die mittleren Koordinatenfehler m_x, m_y des Endpunktes P_{n+1}, indem man U wieder nach P_{n+1}, die ξ-Achse aber in die Diagonale $P_{n+1}P_i$ legt. Nun ist

$$m\,b_i = \widehat{\mu}\,b_i \sqrt{\frac{2}{3}\sum_1^{i} (p_e^2 + p_e q_e + q_e^2)} = \widehat{\mu}\,b_i \sqrt{\frac{2}{3}\sum_1^{i} \sigma_e^2} \quad (26)$$

der leicht zu berechnende mittlere absolute Längenübertragungsfehler der aus b_0 abgeleiteten Seite b_i, welcher auf

$$\frac{L}{b_i}\, m_{(b)} = \widehat{\mu}\, L \sqrt{\frac{2}{3}\sum_1^{i} \sigma_e^2}$$

vergrößert, in die Diagonale L eingeht. Der mittlere Richtungsübertragungsfehler von b_0 bis b_i aber wird:

$$m_{\varphi_i} = \mu \sqrt{\frac{2}{3}\, i} \quad , \quad \ldots \quad (27)$$

so daß man zur Berechnung des mittleren Längenfehlers m_L und des mittleren Richtungsfehlers m_φ der Diagonale P_iP_{n+1} die Ausdrücke:

$$m_L^2 = m_x^2 + \frac{2}{3}\widehat{\mu}^2 L^2 \sum_1^i \sigma_e^2 \quad \ldots\ldots\ldots (28$$

$$m_\varphi^2 = \left(\varrho'' \frac{m_y}{L}\right)^2 + \frac{2}{3} i.\mu^2 \quad \ldots\ldots\ldots (29$$

erhält.

Bisher war stets angenommen worden, daß die nach Richtung und Länge festliegende Seite b_0 eine zwei aufeinanderfolgenden Dreiecken gemeinsame Seite sei. Häufig ist aber b_0 die Außenseite eines den nach beiden Seiten abgehenden Teilketten gemeinsamen Dreiecks P_0P_1N (Abb. 3), dessen Fehler beide Dreiecksverbindungen beeinflussen, so daß zwischen diesen eine geringe Abhängigkeit entsteht. In den Diagonalenfehlern macht sie sich nur geltend, wenn die Diagonalenendpunkte wieder in zwei verschiedenen Teilketten liegen. Dann wird nämlich, wenn m_x, m_y, m_x', m_y' die wie früher (U in P_{n+1}, U' in $P'_{n'+1}$) aus (18) bis (21) ermittelten Koordinatenfehler der Diagonalenendpunkte in der Diagonalenrichtung und senkrecht dazu bedeuten,

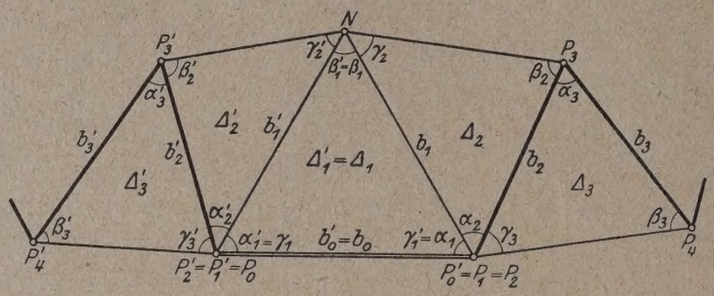


Abb. 3. Zwei Teilketten mit einem gemeinsamen Anfangsdreieck P_0P_1N.

$$m_L^2 = m_x^2 + m_{x'}^2 + \frac{2}{3}\widehat{\mu}^2 \{(1-2[q_1 q_1' - p_1^2])\xi_1\xi_1' \mp (p_1+2q_1)\xi_1\eta_1' \mp (p_1+2q_1')\xi_1'\eta_1 - \eta_1\eta_1'\}, \ldots (30$$

$$m_q^2 = m_y^2 + m_{y'}^2 + \frac{2}{3}\widehat{\mu}^2 \{1-2[q_1 q_1' - p_1^2])\eta_1\eta_1' \pm (p_1+2q_1)\xi_1'\eta_1 \pm (p_1+2q_1')\xi_1\eta_1' - \xi_1\xi_1'\} \ldots (31$$

Wähend Gleichung (30) auf den mittleren Längenfehler m_L der Diagonale führt, erhält man ihren mittleren Richtungsfehler m_φ aus (25), wenn man dort den aus (31) errechneten Wert der Querverschiebung m_q einsetzt. Befinden sich hingegen beide Diagonalenendpunkte in der gleichen Teilkette, so ändert sich gegen früher nichts und es führen wieder die Gleichungen (28) und (29) zum Ziel.

3. Fehler der Diagonalenabgangswinkel.

Von besonderer Bedeutung sind die mittleren Fehler der Diagonalenabgangswinkel, d. h. derjenigen Winkel λ_1, ν_1 und λ_n, ν_n (Abb. 4), welche die Diagonale P_0P_{n+1} in den Dreiecken Δ_1 und Δ_n mit den von ihren Endpunkten auslaufenden Dreiecksseiten einschließt. Soll z. B. der Fehler des in der Abbildung mit λ_1 bezeichneten Winkels gefunden werden, so wird man seinen nicht in die Diagonale fallenden Schenkel zur festliegenden Seite P_0P_1 machen. An welcher Stelle der Kette sich in Wirklichkeit eine festliegende Seite befindet, ist gleichgültig, da ja die Winkel der Kette weder durch eine Drehung noch durch eine Maßstabänderung derselben beeinflußt werden. Von der erwähnten Seite P_0P_1 ausgehend, erhält man nach den früher angegebenen Gesichtspunkten den zum Diagonalenendpunkt führenden Polygonzug, in Abb. 4 den Zug $P_0P_1P_2P_{3,4}P_5P_6P_{n+1}$. Nunmehr ist nach Gl. (19) der Ordinatenfehler m_y des Punktes P_{n+1} senkrecht zur Diagonale zu ermitteln, wozu der Ursprung U des Hilfssystems nach P_{n+1} und die + ξ-Achse in die Diagonale $P_{n+1}P_0$ gelegt wird. Da das so errechnete m_y die Querverschwenkung des Diagonalenendpunktes angibt, so bezeichnet der Ausdruck:

$$m_{\lambda_1} = \varrho'' \frac{m_y}{L} \quad \ldots\ldots (32$$

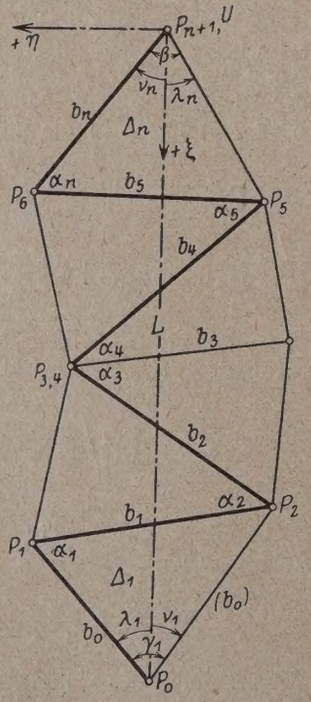


Abb. 4. Mittlere Fehler der Diagonalabgangswinkel.

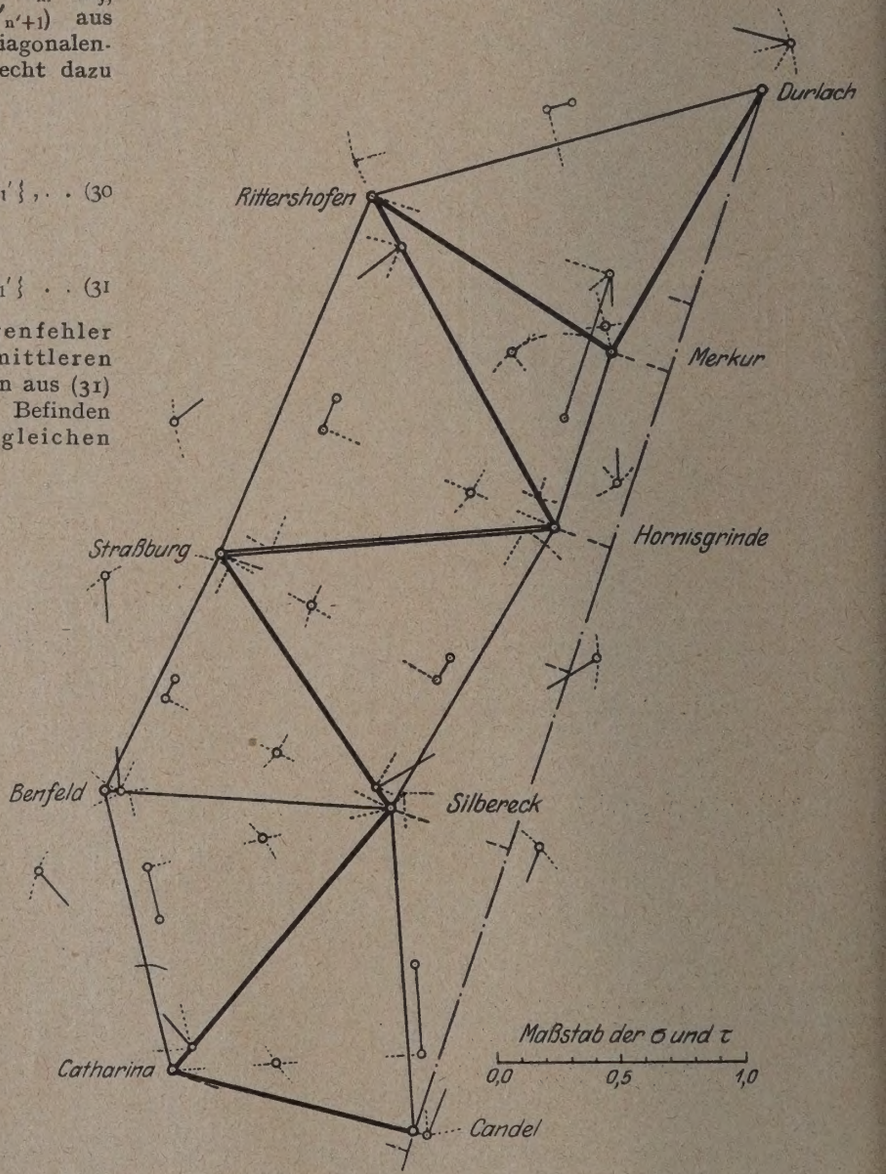


Abb. 5. Maßstab der Dreieckskette = 1 : 750000. Fehlerberechnung für die Diagonale Durlach-Candel.

den mittleren Fehler des Diagonalenabgangswinkels in Sekunden. Auch hier kann man im letzten Dreieck die dritte Seite als Polygonseite benützen, ohne daß sich am Ergebnis etwas ändert.

In ganz entsprechender Weise lassen sich auch die Fehler der übrigen Diagonalenabgangswinkel berechnen, wobei die vorher ermittelten Zahlen größtenteils wieder benützt werden können.

4. Beispiel.

Zur Erläuterung mögen die abgeleiteten Formeln auf die Diagonale Durlach—Candel im badischen Hauptdreiecksnetz unter der Voraussetzung angewendet werden, daß die ganze Ausgleichung der zwischen den Diagonalenendpunkten liegenden Dreieckskette in einer gleichmäßigen Verteilung der Dreieckswidersprüche bestehe.

Zur Bestimmung des mittleren Längenfehlers m_L und des Richtungsfehlers m_φ der Diagonale muß man wissen, welche Seite als fehlerfrei zu betrachten ist. Wir treffen für dieses Beispiel die willkürliche Annahme, daß in der aus sieben Dreiecken bestehenden Kette zwischen den Diagonalenendpunkten die Seite Straßburg—Hornisgrinde (Abb. 5) nach Länge und Richtung fehlerfrei festliege. Von hier aus führt nun ein erster Teilzug nordöstlich nach Durlach und ein zweiter, dem die mit ′ versehenen Größen zugehören, südlich nach Candel. Diese beiden nach früheren Angaben festgelegten Züge, in deren Endpunkte Durlach und Candel die Punkte U und U′ fallen, sind in der Abbildung durch dickeren Strich hervorgehoben. Die in die Diagonale fallenden Hilfsachsen $+\xi$ und $+\xi'$ sind von Candel nach Durlach bzw. umgekehrt gerichtet. Aus der bildlichen Darstellung ergeben sich nun mit Hilfe der darin enthaltenen Konstruktionslinien die sämtlichen in Tab. 1 eingetragenen Werte σ, τ, ξ, η sowie die entsprechenden gestrichenen Größen. Alle weiteren Einträge, zu deren Bestimmung der Rechenschieber genügt, entsprechen dem Bau der Ausdrücke (22) und (23). Die vollständige Ausrechnung führt schließlich, wenn man als mittleren Fehler der beobachteten Dreieckswinkel $\mu = \pm 1{,}59''$ (Sexagesimalteilung) ansetzt, nach den Gleichungen (22) bis (25) auf die Werte:

$$m_L = \pm 0{,}67\,\text{m}, \quad m_q = \pm 0{,}71\,\text{m}, \quad m_\varphi = \pm 1{,}34'' \quad \ldots \quad (33$$

Es soll noch der mittlere Fehler der beiden Abgangs-

Tabelle 1.

Punkt	α	σ	τ	ξ	η	$(\sigma\xi)^2$	η^2	$\mp\tau\xi\eta$	$(\sigma\eta)^2$	ξ^2
				km	km	10 km²	10 km²	10 km²	10 km²	10 km²
P_0 = Straßburg	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.
P_1 = Hornisgrinde	l	+ 1,14	+ 0,27	+ 48,1	+ 6,0	+ 300	+ 4	− 8	+ 5	+ 231
P_2 = Rittershofen	r	0,83	− 1,21	+ 22,6	+ 33,7	35	113	− 92	78	51
P_3 = Merkur	l	1,57	+ 0,21	+ 29,6	+ 6,0	216	4	− 4	9	88
P_4 = Durlach	.	.	.	0,0	.	.	.	.	.	.
Summe:						+ 551	+ 121	− 104	+ 92	+ 370
Punkt	α'	σ'	τ'	ξ'	η'	$(\sigma'\xi')^2$	η'^2	$\mp\tau'\xi'\eta'$	$(\sigma'\eta')^2$	ξ'^2
P_0' = Hornisgrinde	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.
P_1' = Straßburg	l	+ 1,02	− 0,21	+ 48,5	− 36,7	+ 245	+ 134	− 37	+ 140	+ 235
P_2' = Silbereck	r	0,86	− 0,17	+ 29,8	− 12,5	66	16	+ 6	12	89
P_3' = „	r	0,93	+ 0,43	+ 29,8	− 12,5	77	16	− 16	14	89
P_4' = Catharina	l	1,24	− 0,72	− 2,1	− 24,9	1	62	+ 4	95	0
P_5' = Candel	.	.	.	0,0	.	.	.	.	.	.
Summe:						+ 389	+ 228	− 43	+ 261	+ 413
Gesamtsumme:						+ 940	+ 349	− 147	+ 353	+ 783
							+ 1142		+ 1283	

Tabelle 2.

Punkt	α	σ	τ	ξ	η	$(\sigma\eta)^2$	$\pm\tau\xi\eta$	ξ^2
				km	km	10 km²	10 km²	10 km²
P_0 = Durlach	.	.	.	+ 109,6	0,0	.	.	.
P_1 = Merkur	r	+ 1,57	− 0,21	+ 80,0	− 6,0	+ 9	− 10	+ 640
(P_1 = Rittershofen)	(l)	(1,04)	(− 0,96)	(+ 87,0)	(− 33,7)	(123)	(+ 281)	(755)
P_2 = Rittershofen	l	0,83	+ 1,21	+ 87,0	− 33,7	78	− 355	755
P_3 = Hornisgrinde	r	1,14	− 0,27	+ 61,5	− 6,0	5	− 10	377
P_4 = Straßburg	l	1,02	− 0,21	+ 48,5	− 36,7	140	+ 37	235
P_5 = Silbereck	r	0,86	− 0,17	+ 29,8	− 12,5	12	− 6	89
P_6 = „	r	0,93	+ 0,43	+ 29,8	− 12,5	13	+ 16	89
P_7 = Catharina	l	1,24	− 0,72	− 2,1	− 24,9	95	− 4	0
P_8 = Candel	.	.	.	0,0	.	.	.	.
Summe:						+ 352	− 332	+ 2185
(Summe):						(+ 466)	(− 41)	(+ 2300)
							+ 2205 (+ 2725)	

winkel der Diagonale in einem ihrer Endpunkte, nämlich Durlach, bestimmt werden: Diese Fehler mögen m_{λ_1} und m_{ν_1} sein, wo λ_1 und ν_1 die Winkel sind, welche die Diagonale Durlach—Candel mit den Seiten Durlach—Merkur bzw. Durlach—Rittershofen einschließt. Für diese Untersuchung verbindet man Durlach mit Candel durch einen einzigen Zug, wobei Durlach—Merkur bzw. Durlach—Rittershofen als festliegend anzunehmen ist, je nachdem es sich um die Berechnung von m_{λ_1} bzw. m_{ν_1} handelt. In beiden Fällen aber liegt der Punkt U in Candel, während die in die Diagonale fallende + ξ-Achse nach Durlach gerichtet ist. Die für beide Fehler bis auf eine Zeile übereinstimmende Berechnung ist in Tabelle 2 enthalten, deren Einträge größtenteils unmittelbar der Tabelle 1 entnommen werden können. Sie erfolgt nach (19) und (32) für m_{λ_1} unter Weglassung der eingeklammerten Zahlen, für m_{ν_1} dagegen, indem die eingeklammerten Zahlen an die Stelle der entsprechenden Zahlen der vorhergehenden Zeile treten. Schließlich ergeben sich die Werte:

$$m_{\lambda_1} = \pm 1{,}76'', \quad m_{\nu_1} = \pm 1{,}96'' \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (34$$

als die gesuchten mittleren Diagonalenabgangsfehler im Endpunkte Durlach.

BAU-ERFAHRUNGEN.

Von Prof. Dr.-Ing. Gaber, Karlsruhe i. B.

Der starke Baubetrieb des letzten Jahrzehntes vor dem Kriege und die Anforderungen der Kriegsjahre ließen die Beteiligten daheim und draußen wertvolle Erfahrungen sammeln und brachten manchen Fortschritt im Tief-, Brücken- und Tunnelbau, von denen Einiges hier festgehalten werden möge.

1. Gründungen.

a) Mangelhafte Gründung einer Unterführung.

Irgendwo wurde eine Straßenunterführung in einem nassen Wiesentale gebaut, dessen Untergrund in seinen oberen Schichten Moor war. In all zu günstiger Beurteilung der Lage und vielleicht auch da der Bau ohnehin gegenüber den Nachbarstrecken im Rückstande war, hatte der Bauleiter die einzig richtige Gründung auf Holzpfählen vermieden und sich mit einem verbreiterten Fundamente begnügt, ohne es auf die guten unteren Schichten herabzuführen. Das Bauwerk hatte Stampfbetonwiderlager und darüber eine einbetonierte Walzträgerdecke. Die Parallelflügel für die 1½ füßige Böschung waren nicht durch durchgehende Fugen vom Widerlager getrennt — wie es sonst üblich ist — um ungleichmäßige Setzungen unter dem Einfluß der verschiedenartigen Belastungen für alle Teile unschädlich zu machen. Die Unterführung war bereits im Rohbau fertig, als beiderseits mit der 6 m hohen Dammschüttung begonnen und sie vor Kopf gegen das Bauwerk vorgetrieben wurde. (Abb. 1.)

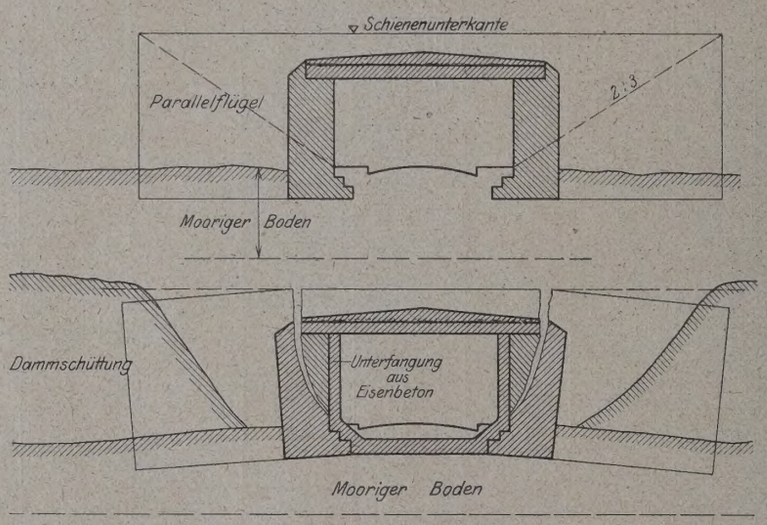


Abb. 1. Querschnitt der falsch gegründeten Unterführung.

Unter der Dammlast senkte sich der moorige Untergrund — und zwar um so mehr, je größer die Entfernung von der inneren Widerlagerflucht war, da die Schüttung nicht gleich voll bis an das Bauwerk heranreichte, sondern noch Kopfböschung hatte. Das Fundament eines jeden Widerlagers und vor allem jeder Flügel machte die Senkung des Untergrundes mit, während die beiden aufgehenden Widerlager durch die schwere betonierte Walzträgerdecke oben in ihrer gegenseitigen Lage wie mit Zugankern festgehalten wurden und sich in starken schrägen Bruchflächen von den Flügeln und den Fundamenten lösten. (Abb. 2.) Die in Abb. 1 u. 2 sichtbare Bruchfläche verlief steil geneigt nach der Straße zu, so daß ein Abrutschen der aufgehenden Widerlager mit Decke im Gefahrbereiche lag. Jeder Hauptriß erweiterte sich nach oben allmählich auf bald 0,10 m und die nur im massiven Betongeländer angebrachten Dehnungsfugen klafften weit. Die Flügel hatten auch ihre lotrechte Lage verlassen und hingen, durch den einseitigen inneren Erddruck noch ungünstig beansprucht, nach außen über.

Um ihnen einen Halt zu geben, wurden sofort die Seitenkegel mit steiler Pflasterböschung hergestellt und die Dammschüttung eingestellt. Sodann wurde die Walzträgerdecke auf jeder Seite mit einer sich an das Widerlager anlehnenden Eisenbetonwand unterfangen. Die beiden dünnen Stützwände ruhen auf einer über die ganze Straßenbreite reichenden gemeinsamen Eisenbetonfundamentplatte auf, welche zugleich die beiden Widerlager wagerecht verspannt und sie vor dem Abrutschen sichert. Die Verengerung der Straßendurchfahrt war unbedenklich, aber die Kosten für die Ergänzungsarbeiten waren hoch und verdoppelten nahezu die veranschlagte Bausumme. Der oben durch die Decke geschlossene Eisenbetontrog machte weitere Bodensenkungen ungefährlich und die Dammschüttung konnte auf beiden Seiten beendet werden.

Die Hauptursache der schon einer Zerstörung ähnelnden Formänderung lag zunächst in der falschen Gründung, welche nicht auf die tragfähige Schicht unter dem Moore hinabreichte. Ungünstig wirkten aber auch die Parallelflügel: denn senkrecht zur Bahnachse angeordnete Dreiecksflügel, welche durch durchgehende Fugen vom Widerlager getrennt worden wären, hätten die Rissebildung entweder ganz verhütet oder doch beschränkt, da sie nicht weit nach hinten in dem am stärksten abgesunkenen Untergrund hineingereicht und ihre vielleicht unvermeidbare Bewegung unabhängig von den Widerlagern ausgeführt hätten.

b) Richtige Gründung einer Unterführung.

In geringer Entfernung von diesem Bauwerk war bei dem gleichen Untergrunde gleichzeitig noch eine zweite Unterführung für eine im Bogen liegende Kleinbahn gebaut worden. In richtiger Erkenntnis des moorigen und unzuverlässigen Untergrundes hatte man die Widerlager jedoch

auf Holzpfähle gestellt, die bis zur tragfähigen Schicht eingerammt und unter dem Grundwasserspiegel abgeschnitten wurden. Die wegen der notwendigen Baubeschleunigung weitgehend aufgelösten Widerlager erhielten zahlreiche Bewegungsfugen, standen aber auf durchgehenden eisenbewehrten Fundamentplatten. Zwischen den Sparbögen hielten stehende Bögen die Hinterfüllung ab. Die weit vorgezogenen Widerlager trugen eine Walzträgerdecke und setzten sich in Dreiecksflügeln fort, welche aber von ihnen durch durchgehende Fugen getrennt waren. Trotzdem wegen des höheren Dammes die Formänderung des Untergrundes noch größer war und auch hier erst nach der Bauwerksvollendung eintrat, traten nirgends Risse oder schädliche Bewegungen auf, da eben alle verschieden belasteten Bauteile sich ungestört bewegen konnten. Ohne Beeinträchtigung der Tragwirkung war das Bauwerk zwar weitgehend aufgeteilt, aber einheitlich und sicher gegründet worden.

Abb. 2. Lichtbild der falsch gegründeten Unterführung.

Elastische Gründung eines Durchlasses.

Dicht dabei war lange vor dem Beginn der Dammschüttung im Tiefpunkt des Dammlagers ein Zementrohrdurchlaß mit $\varnothing$ = 1,00 m leichtsinnig gelegt worden, dessen einheitliche starke Betonsohle auf dem moorigen Grunde ruhte. Mit fortschreitender Schüttung bog sich der Dohlen in seiner ganzen Längsrichtung wie ein schwimmender Balken durch, so daß die Biegungslinie einen Pfeil von nahezu 1,00 m hatte. Das Fundament war zwar gerissen, aber die seitlich verstärkten Röhren hielten stand. (Abb. 3). Der Dohlen mußte wegen einer Dammverbreiterung verlängert werden: man verzichtete auf die sonst richtige Pfahlgründung und gründete den neuen Teil auf eine elastische Fundamentplatte. Die Platte wurde in 0,25 m hohe Betonlamellen aufgelöst, zwischen denen nasser Lehm verstrichen wurde, um eine dauernde Trennung zu erhalten. Der neue Teil schloß sich nach der Dammverbreiterung organisch der Biegungslinie des alten Teiles an, ohne daß irgendwelche Risse eintraten. Der ursprünglich als Dohlen mit gleichmäßigem Gefälle angelegte Rohrstrang erfüllt seine Aufgabe nun als Dücker mit durchgebogener Sohle, dessen Verschlammung durch einen guten Schlammfang auf der Bergseite ziemlich verhindert wird. Die Gründung auf dem in Einzellamellen aufgeteilten Fundament hat sich hier und in noch mehr Fällen bewährt und kann dort, wo entweder aus Zeitmangel oder aus Kostenersparnis von der künstlichen Gründung abgesehen werden soll, empfohlen werden. Um die durch die Dammlast verursachte Durchbiegung ungefährlich zu machen, muß jedoch durch Beschränkung der Bauhöhe die Steifigkeit des Bauwerkes niedrig gehalten und müssen z. B. lieber an Stelle eines einzigen Zementrohres mit großem Durchmesser zwei nebeneinanderliegende Zementröhren gewählt werden.

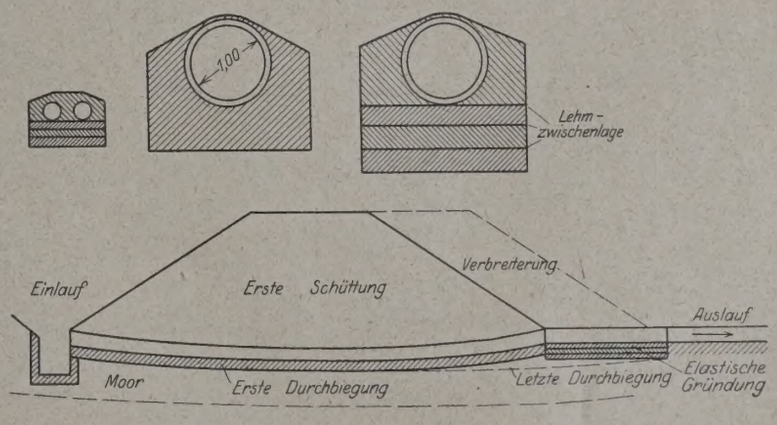


Abb. 3. Der Rohrdurchlaß.

2. Entwurfarbeit.

Bei der zweigleisigen Kriegsbahn Aachen—Tongeren in Nordbelgien, bei der ich wohl als Einziger von dem ersten Vorentwurfe bis zur Inbetriebnahme leitend mitgearbeitet habe, stand die Entwurfbearbeitung der großen Talbrücken und Bauwerke unter dem Einfluß der besonderen Forderung nach

1. kürzester Bauzeit,
2. Verwendung einheimischer Baustoffe,
3. einfacher Ausführung wegen des Mangels an Facharbeitern,
4. guter Formgebung,
5. guter Erweiterungsmöglichkeit für ein zweites Gleispaar.

Eisen konnte in Belgien kaum aufgetrieben werden und schied im allgemeinen aus, während Stampfbeton weitgehend verwendet wurde, zu dem entweder die Maas oder vorhandene Gruben und Steinbrüche den Sand, Kies oder Schotter und die modernen Zementfabriken bei Visé wenigstens teilweise den Zement lieferten. So bildete man denn bei genügender Bauhöhe die Über- und Unterführungen als Stampfbeton Wölbbrücken aus, während man bei beschränkter Bauhöhe zu einbetonierten Walzträgerdecken auf Stampfbetonwiderlagern griff. In einigen besonderen Fällen, bei denen Brücken über den Kanal Lüttich—Mastrieht und über die Maas dicht bei Visé, sowie über das Geultal bei Moresnet geführt werden mußten, verboten die großen Baulängen von 366 + 611 = 977 m und 1163 m und die verfügbare kurze Bauzeit die Anordnung von Bogenbrücken und es wurden deshalb frei aufliegende eiserne Strebenfachwerkträger auf Stampfbetonpfeilern gewählt.

a) Massivbauten.

Die Kreuzung des alten Bahnhofes Glons, des Tales bei Martins fuhren auf 21 m hoher und 250 langer Brücke, und der Gulp auf 22,5 m hoher und 387 m langer Brücke wurden nach der Art der Berwinnetalbrücke ausgebildet, deren Nebenbögen eingespannte Kreisbögen mit 15 m Halbmesser und deren Hauptbögen Dreigelenkbögen von 27 m Lichtweite sind (Abb. 4). Die Endwiderlager dieser Bahnbrücken sind viergleisig ausgebildet worden. Da sie meistens hoch waren und ihre Flügel in normaler Ausbildung für einen starken einseitigen Erddruckhätten gebildet werden müssen, griff man zu Lösungen wie in Abb. 5, bei dem westlichen Endwiderlager der Gulptalbrücke oder bei den Endwiderlagern der Maaßbrücken, wo jedesmal der untere Teil der Erdschüttung zwichen den Flügeln durch

ein Tragwerk — dort Gewölbe, hier betonierte Walzträger[1]) — ersetzt wurde.

Häufige Trennungsfugen berücksichtigen die Längenänderungen beim Erhärten des Betons und beim Wärmewechsel und die verschiedenen Formänderungen der verschieden belasteten Bauteile. Weitgehendes Auflösen der starken Betonkörper durch Sparbögen und dergl. verringerte den Verbrauch an Baustoffen und beschleunigte das Erhärten des allseitig der Frischluft ausgesetzten Betons. Überkragen der oberen Flügelteile in der Längsrichtung verringerte die Flügellänge im Unterbau und das Aufsetzen der Brüstungen auf seitlichen Auskragungen außerhalb der Flügelebene verkleinerte die Breite des Unterbaues. (Abb. 6.)

Abb 4. Berwinnetalbrücke (Lichtbild).

Ein Beispiel für eine Wegunterführung aus Stampfbeton ist die zwischen Geertunnel und Maaskanal gelegene 46 m lange Unterführung, bei der bei aller Einfachheit der Konstruktion besonderer Wert auf sorgfältige Entwässerung und Sicherung der Steinpackungen gegen Abrutschen durch Anordnung von 4 Wasserrinnen auf der Rückseite — Deckung der zahlreichen Dehnungsfugen durch Stoßlaschen aus Eisenbeton — und auf Die Wasserrinne überspannt so den wiederzugefüllten hinteren Arbeitsraum der Baugrube. Gewöhnlich ruht nach einer schlechten Sitte die Steinpackung auf dieser Schüttung auf, sinkt mit dem unvermeidlichen Setzen der Fundamenthinterfüllung nach einiger Zeit unrettbar zusammen, verliert den Zusammenhang und sichert dann nicht mehr den raschen Abfluß des Wassers auf der Widerlagerrückfläche.

Bei diesem Bauwerke wurde die Bedeutung der relativen Fundamentpressung offensichtlich. Im nahezu 20 m hoch überschütteten Dammlager beiderseits herrschte schon eine Bodenpressung von 3,6 kg/cm², so daß im Bauwerksfundament bei einer üblichen Zusatzpressung von 4 kg/cm² eine Druckspannung von 7 bis 8 kg/cm² unvermeidlich war, die denn auch vom kiesigen Untergrunde anstandslos ausgehalten wurde.

Eine eigenartige Aufgabe war mir an der schienenfreien rechtwinkligen Kreuzung zweier Bahnhöfe im Maastal gestellt und mußte ohne Vergleichsentwürfe rasch gelöst werden[2]). Den unteren Bahnhof überspannt ein eingespannter Kreisbogen mit 1/3 Stich und 25 m Weite, an den sich östlich zur Ersparnis eines langen, 22 m hohen Parallelflügels ein 16 m weiter Halb-

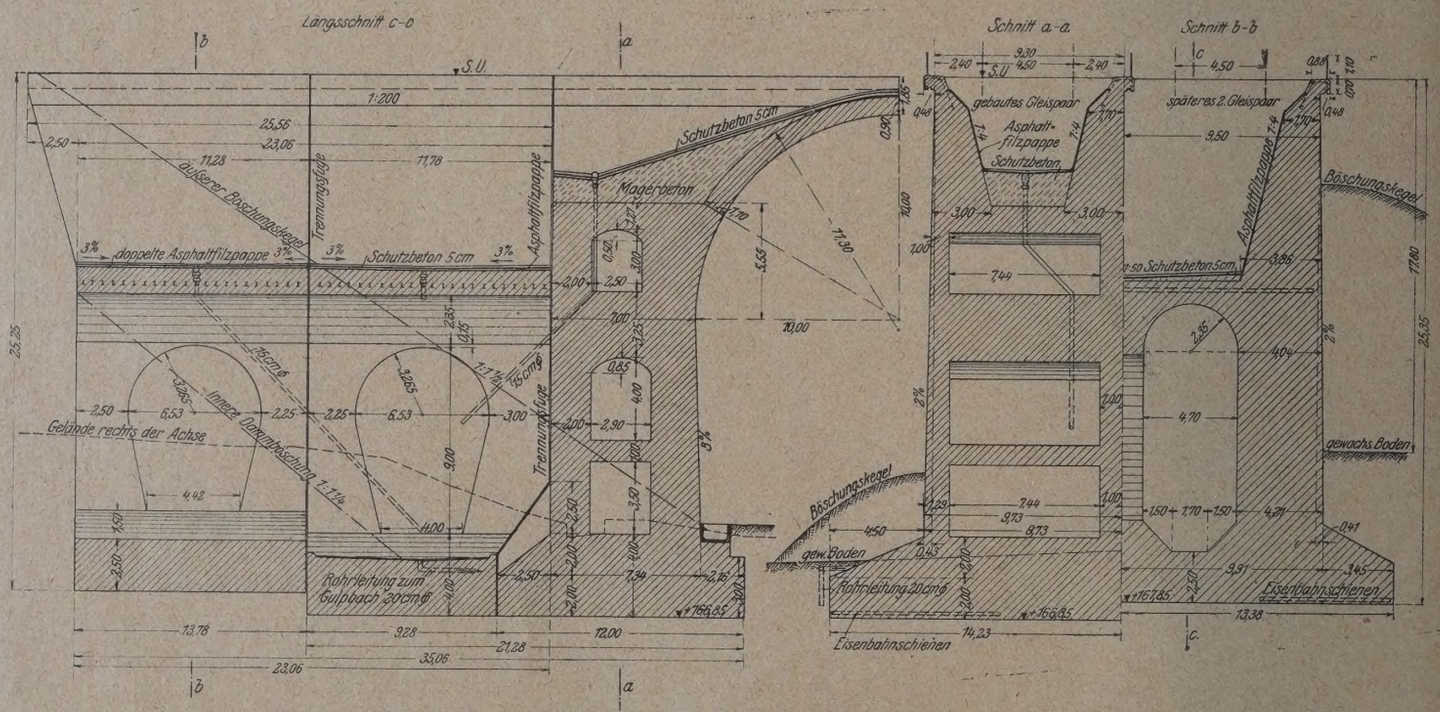


Abb. 5. Endwiderlager Gulptalbrücke.

einen beweglichen Anschluß der Dreiecksflügel gelegt wurde. Die unteren Wasserrinnen wurden sonst bei senkrechter Rückfläche der Widerlager gewöhnlich nach hinten ausgekragt und so angeordnet, daß sie wenig unter der gewachsenen Bodenoberfläche liegen, da ihnen dann auch das Sickerwasser des Dammes, das sich auf dem gewachsenen Boden bei starken Niederschlägen sammelt, zugeleitet werden kann.

kreisbogen anschließt. Dieser Bogen erhielt außerdem die Aufgabe, die hohen und daher teuren Fundamente für den Bahnsteig- und Gepäcktunnel unter dem oberen Bahnhof zu ersparen, welche, als schlanke Pfeiler ausgebildet, durch die starken Sackbewegungen in dem 22 m hohen Dammkörper sicher gefährdet worden wären, und trägt daher über seinem Scheitel den gewölbten Personentunnel von 3,60 m

[1]) Siehe Bauingenieur 1920 Nr. 23 u. 24. „Ausführung und Kosten der Maasbrücken bis Visé."

[2]) Siehe Organ f. d. Fortschritte des Eisenbahnwesens 1921. Das Kreuzungsbauwerk bei Visé.

Lichtweite mit den ausgekragten Zugangstreppen nach oben, während an seinem Scheitel der Gepäcktunnel aus Eisenbeton aufgehängt ist. Das Nebengewölbe wird von den Aufzugsschächten der Gepäckfahrstühle durchdrungen und ist hier stark mit Eisen bewehrt. Das Hauptgewölbe trägt im Scheitel das Turmstellwerk des oberen Bahnhofes und erspart dadurch eine unsichere Plattengründung auf dem Damme. Der Mittelpfeiler und die beiden Endwiderlager sind weitgehend aufgelöst, ohne daß auf die günstige Wirkung des Erddruckes von der Hinterfüllung verzichtet worden wäre. Bei einer Länge von über 50 m kam den Bewegungsfugen erhöhte Bedeutung zu, die durch die Kämpfer der Sparbögen gehend angeordnet wurden. Unter dem Einfluß des wechselnden Grundwasserstandes arbeiteten die Widerlager in stark bemerkbarer Weise. Der eine 23 m hohe und 6,50 m starke Dreiecksflügel der Südwestecke wurde vollkommen zum Hohlflügel aufgelöst, aber derart, daß gleichzeitig der wagrechte Schub der Hinterfüllung größtenteils ausgeschaltet wurde.

b) Eisenbauten.

Der Überbau der drei Eisenbrücken im Maas- und Geultal[3]) zeichnet sich vor allem durch den Brückenquerschnitt aus. Die oben liegende zweigleisige Fahrbahn wird nach dem Entwurfe vom MAN Werk Gustavsburg von 4 breitflanschigen, dünnstegigen I-Längsträgern und Querträgern getragen, die frei auf den Obergurten auflagern. Bei der nach dem gleichen Muster entworfenen Dubissabrücke in der Bahn Tilsit—Schaulen sind auch die Querträger massive Walzträger. Während die äußeren Längsträger bei einer Gleisentfernung von 3,50 m einen Abstand von 5,30 m haben, sind die beiden Hauptträger nur 4,50 m voneinander entfernt, so daß zwar äußere Schiene und Längsträger seitlich herausliegen, aber die Pfeiler- und Widerlagerunterbauten dafür in ihrer Breite ganz erheblich eingeschränkt werden konnten. Entsprechend den verschiedenen Höhenunterschieden zwischen Gelände und Schienenoberkante sind verschiedene Stützweiten gewählt worden, wenngleich die Einzelausbildung gleich blieb. Ein Vergleich der gleichartigen Überbrückungen zeigt, daß die Pfeilerachsentfernung gleich dem 1,5—2-fachen Höhenunterschiede zwischen Schienenoberkante und Gelände ist. Die Feldweite ist $^1/_6$—$^1/_8$ und $^1/_{12}$ der Stützweite, die Trägerhöhe $^1/_6$—$^1/_{7,2}$. Die Maaskanalbrücke mit ihrer Feldweite gleich $\frac{L}{8}$ und ihrer Trägerhöhe gleich $\frac{L}{7{,}12}$ verlangte am wenigsten Eisen — nur 2,80 t für den lfm oder 0,079 t für die Einheit von $b-L^2$. Die Einteilung des Gerberträgers an der Maas wo der Kragarm $\frac{1}{6{,}4}$, der Hängeträger gleich 0,92 der Stützweite der Seitenöffnung hat, war günstiger als am Maaskanal, wo die Werte $^1/_{10}$ und 1,2 sind. Bei der kleinen Brückenbreite war bei allen Brücken eine große Trägerhöhe nötig, damit bei Vollbelastung eines Gleises der Träger, der nahezu ganz diese Last aufnimmt, sich nicht zu stark gegenüber der anderen nahezu unbelasteten Wand durchbiegt und damit die dadurch erzeugten Nebenspannungen vermindert werden (Abb. 7).

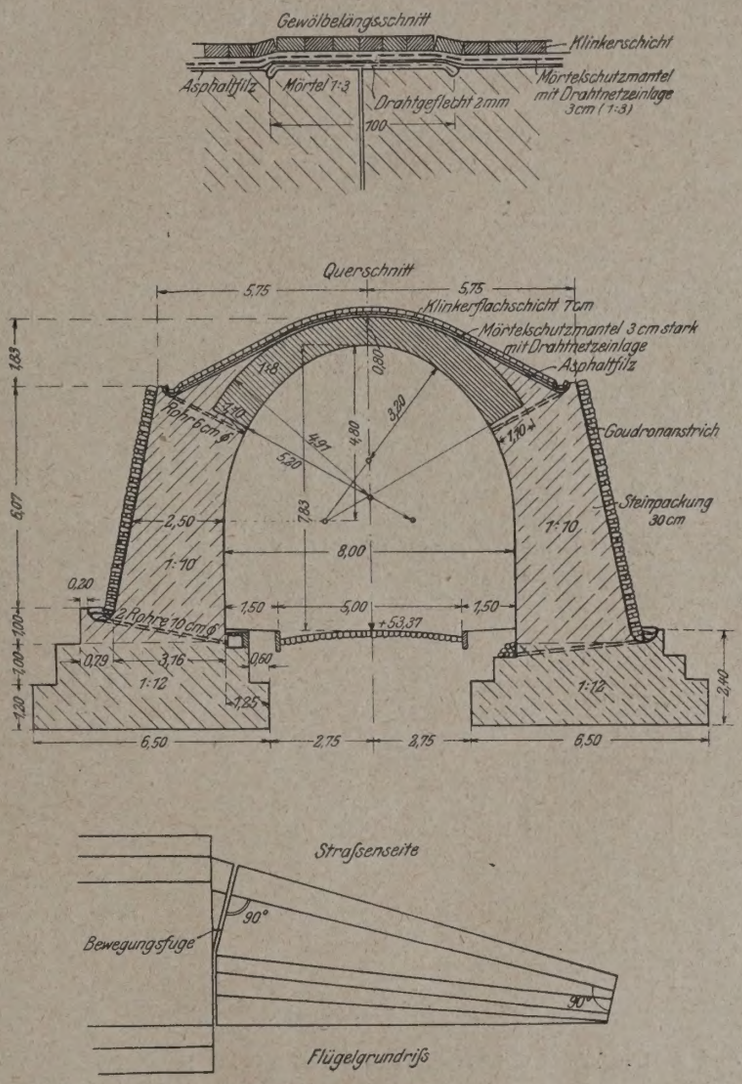


Abb. 6. Straßenunterführung.

Bei den nur bis zu 13 m hohen Zwischenpfeilern der Brücken im Maastale sind abwechselnd feste und bewegliche Lager angeordnet worden. Bei den bis zu 42 m hohen Zwischenpfeilern der Geultalbrücke war dies nicht möglich. Immer zwei und nur einmal 3 Brücken sind durch genietete Stäbe, die in der Untergurtebene in der Brückenlängsachse liegen und an den benachbarten Schnittpunkten das Endstreben des unteren Windverbandes befestigt sind, zu einer Gelenkkette verbunden, welche an 5 Gruppenpfeilern und dem westlichen Endwiderlager ihre Längskräfte durch Stäbe und einen betonierten eisernen Anker auf den Unterbau abgeben. So konnten hier alle Zwischen- und Gruppenpfeiler längs bewegliche Auflagen erhalten.

Das erfolgreiche Bestreben nach Vereinfachung der Werkstätten- und Montagearbeit veranlaßte weitgehende Verwendung von Walzprofilen an Stelle genieteter Profile.

Bei allen Brücken wurden die teuren Auflagerquader aus Naturstein, die mit zunehmenden Abmessungen immer weniger zuverlässig ausfallen und infolge innerer Mängel schon manchenorts im Betriebe zerstört worden sind, durch Eisenbeton ersetzt. Im Maastal ruhen immer die beiden Lager zweier benachbarter Überbauten auf einem am Auflager hergestellten Betonquader mit Eisenumschnürung, während bei den Geultalzwischenpfeilern alle 4 Lager eines Pfeilers auf einer einzigen gemeinsamen Betonplatte mit Eisenrost sitzen.

3. Baumethoden.

Selbst große Deutsche Bauunternehmungen mit umfangreichem Gerätepark sahen sich an der Kriegsbahn Aachen—

[3]) Siehe Bauingenieur 1920, Nr. 23 u. 24, 1921, Nr. 11 u. 12.

Tongeren vor außergewöhnliche Aufgaben gestellt, da die großen Arbeitsmengen in zwei Baujahren zu bewältigen waren. Der Betrieb war vor allem so einzurichten, daß von Anfang an viele Angriffsstellen geschaffen und viele Großgeräte angestellt werden konnten, sowie daß an der gleichen Baustelle der Erdbau gleichzeitig mit dem Betonbau und der Betonbau gleichzeitig mit dem Eisenbau betrieben werden konnte. An Stelle des sonst üblichen und zweckmäßigen „Hintereinander" trat das „Nebeneinander".

a) Erdbau.

Eine der schwersten Arbeiten war neben dem über 2 km langen Vörstunnel die Erdarbeit im großen Einschnitt für

Der Löffel hatte 3 cbm Inhalt, die Holzkastenkipper 4—5 cbm. Für den einen Einschnitt waren bereit gehalten 9 Löffel- und 4 Eimerbagger, 39 Lokomotiven und 400 Wagen, 31 km Gleis und zeitweilig 1640 Mann. Für das Lösen von rund 1000 cbm Fels täglich lieferte eine am Einschnittsrande eingerichtete Anlage mit 3 Kompressoren 24 cbm Preßluft in der Minute mit 6 Atm. Betriebsdruck.

Die Schüttarbeit wich notgedrungen bald von der Regel ab, verließ das Schütten in Lagen und strebte so schnell wie möglich durch Aufdämmen in die endgültige Höhe, um später die Verbreiterung von oben herunter zu kippen. Zur Sicherheit hatte man die unteren Dammbermen aus gesunder Kreide als Dammfuß zuerst gekippt (Abb. 8).

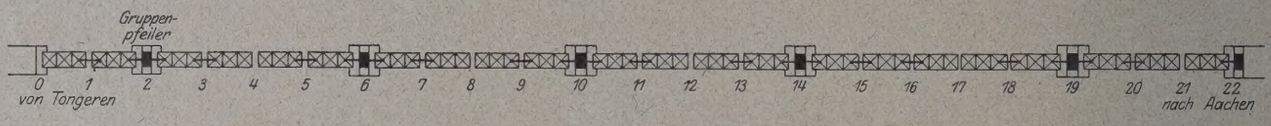


Abb. 7. Schema des unteren Windverbandes der Geultalbrücke.

den oberen Bahnhof Visé zwischen Maas- und Berwinnetal, der aus Lehm, Mergel und Karbonkalk bestand und bei 1250 m Länge und 27 m Tiefe 2 000 000 cbm Abtrag verlangte, wovon 150 000 cbm gesunder Fels waren. Die Baueinrichtung begann mit dem Bau einer 580 m langen eingleisigen Holzbrücke über die Maas und einer 290 m langen über den Maaskanal, wodurch die Dienstbahn mit 0,90 m Spur in 10 m Höhe die Kippen für den 20 m hohen Maastaldamm erreichen konnte. Im späteren Hochbetriebe zeigte es sich, daß die geringen Mehrkosten für einen zweigleisigen Bau der Brückenfahrbahn sich durch gesteigerte Förderleistungen reichlich ausgeglichen hätten. Der Abtrag begann in den oberen 10 m mit 3 Eimerbaggern und einem Löffelbagger. Die Eimerbagger wurden auch in der nächsten Stufe noch verwendet. Hier und in den folgenden Stufen erwies sich der Löffelbagger für den Mergelabtrag als leistungsfähiger und die Eimerbagger verschwanden allmählich ganz. In diesem Einschnitte arbeiteten im August 1916 gleichzeitig 3 Eimer- und 8 Löffelbagger im Tag- und Nachtbetrieb. Die große Fördermasse und Weite verlangte ein im Grund- und Aufriß gut verlegtes und unterhaltenes Gleisnetz, dessen Hauptstrecken möglichst außerhalb des Arbeitsraumes lagen und von dem zahlreiche bewegliche Gleisstümpfe zu den Kippen abzweigten. Der Zugverkehr war durch Ausweichen, Streckenfernsprecher und Zugmeldung geregelt und durch flache Steigungen und große Radien (1 : 50 und R = 200 m) erleichtert. Da die Arbeitsstellen und Fördergleise gut elektrisch beleuchtet waren, leistete die Nachtschicht fast ebensoviel wie die Tagschicht. Am Bagger erfolgte der Zugwechsel meist im Ringbetrieb. Für das Rücken des Eimerbaggergleises war eine Gleisrückmaschine Patent Prof. Kammerer-Arbens mit großem Nutzen verwandt worden, während sich ein Kippenräumer in Schneeschlittenform nicht bewährte.

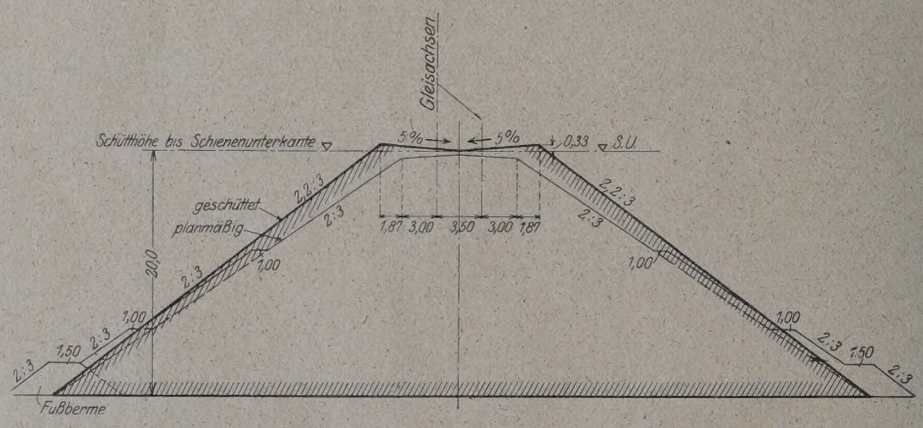


Abb. 8. Überhöhung und Verbreiterung des 20 m hohen Maasdammes bei Visé.

Das Schüttprofil des Maasdammes, von dem aus erst später die Bermen mit Hand hergestellt werden sollten, hat sich bewährt und auch das Kippen von voller Höhe veranlaßte trotz der Arbeit bei Frost und Regen im allgemeinen keine Rutschungen.

Zur Warnung möge aber ein Vorgang beim Kreuzungsbauwerk in Visé dienen. Um möglichst schnell das Planum für ein Vollbahngleis herzustellen, mußten sämtliche Kippen auf dieses vereinigt werden. Dadurch blieb der Böschungskegel am Südostflügel des Bauwerkes zurück. Hinter dem Flügel, der z. T. auf dem Nebengewölbe saß und 3,50 m frei auskragte, türmte sich die Schüttung auf. Unter dem gewaltigen einseitigen Schub wich der Flügel nach außen aus. Da er auf der Innenseite durch Eiseneinlagen mit dem Gewölbe verbunden war, riß er nicht ab; aber der am großen Hebelarme angreifende Erddruck riß das Nebengewölbe entzwei. Das war um so gefährlicher, als an der Flügelwurzel sich im Gewölbe die große Aussparung für den Gepäckaufzug befand. Da das Gewölbe hier aber ausreichend mit Eisen bewehrt worden war, ging der Riß zwischen Aussparung und Südstirn durch den massiven Bogen und bildete sich nicht plötzlich sondern allmählich. Dadurch konnte die Gefahr rechtzeitig erkannt und durch sofortiges Nachholen des Böschungskegels beseitigt werden. Es kann daher bei Anwendung von auskragenden Flügeln nur empfohlen werden, für eine sichere Verankerung des Flügels und vor allem für eine gleichzeitige Ausführung der Hinterfüllung und des Böschungskegels zu sorgen.

b) Betonbau.

Bei allen Unterbauten der drei Eisenbrücken in der Linie Aachen—Tongeren wurde der Beton im Tale gemischt

und durch Einzelaufzüge an jedem Pfeiler und Widerlager gehoben, so daß also kein durchgehendes Arbeitsgerüst verwendet und jeder Pfeiler für sich eingerüstet wurde. Auf diese Weise konnten die Rüstungen leicht den Platz für die bald nachfolgenden Eisenbaurüstungen freihalten. Für die Rüstarbeit an den hohen Pfeilern wurden weitgehend Turmdrehkrane verwendet. Bei den Endwiderlagern mußten die Schalungen ohne äußere Rüstungen aufgestellt werden, damit gleichzeitig der Böschungskegel geschüttet werden konnte. Da eine Arbeit die andere trieb, war es unerläßlich, ein genaues Bauprogramm für alle Einzelheiten, besonders des Beton- und Eisenbaues mit den beteiligten Unternehmungen recht frühzeitig aufzustellen.

Bei den gewölbten Betonbrücken, die sich wie die großen Talübergänge durch große Bogenzahl oder wie das Kreuzungsbauwerk bei Visé durch große Gewölbebreite auszeichneten, wurden die Lehrgerüste durch Umstellen oder wie in Visé durch Verschieben in ihrer Längsachse mehrfach verwendet. Auch hier mußten die Brückenenden wegen der Erdarbeit für die Böschungskegel beschleunigt werden. Am Nebenbogen des Kreuzungsbauwerkes und östlichen Maasbrückenwiderlagers in Visé wurden freitragende Lehrgerüste nach dem Vorbilde der Tennetschluchtbrücke*) verwendet, die als fertige Binder aufgestellt und durch Verschiebung auf Rollen mehrfach gebraucht werden konnten. Häufig wurden auch bei den Wölbbrücken die Arbeitsgerüste durch eiserne Turmdrehkrane ersetzt und so an Arbeit und Bauzeit gespart. Bei den kleineren Gewölben betrug die Wartezeit für das Freisetzen von Lehrbogen in der Regel nur zwei, bei den großen Gewölben nur drei Wochen, ohne daß schädliche Wirkungen eingetreten wären.

Abb. 9. Die Gleisvorstreckmaschine. Patent Hoch.

c) Eisenbau.

Bemerkenswert sind die von den Eisenbaufirmen gewählten verschiedenen Arten des Zusammenbaues der gleichen Brücken, die zwar vor allem durch die knappe Bauzeit bedingt war, aber doch auch auf die großen Bauhöhen im Geultal und die Stromverhältnisse im Maastal Rücksicht nehmen mußten. Entsprechend dem Bereitstellen der Auflager durch den Betonbau baute jede Unternehmung ihr Eisenwerk in einer einzigen Richtung vor. Um möglichst viele Arbeitsstellen zu haben, wählten die beiden Unternehmungen im Maastale und das M.A.N.-Werk Gustavsburg an seiner Geultalbrückenhälfte feste Rüstungen, während die Gutehoffnungshütte nur bei den niederen Öffnungen ihrer Hälfte an der Geultalbrücke feste Unterbauten vorsah. Dortmunder Union und Gustavsburg rüsteten aber nicht alle Öffnungen gleichzeitig ein, sondern setzten die Gerüste wiederholt um während Hein Lehmann an der Maasbrücke auf eine mehrfache Verwendung der Rüstungen verzichtete.

Es verwendeten

Union	am Maaskanal für	L = 36,50 m	6 Holzjoche vereint zu 3 Türmen,
„	an der Maas für	L = 41,00 m	6 Holzjoche vereint zu 3 Türmen,
Hein Lehmann	„ „ „ „	L = 41,00 m	5 Holzjoche vereint zu 2 Türmen,
Gutehoffnungsh.	„ „ Geul „	L = 48,00 m	5 Holzjoche vereint zu 2 Türmen,
Gustavsburg	„ „ „ „	L = 48,00 m	4 Eisenjoche, vereint zu 2 Türmen.

Die Dortmunder Union baute das Eisenwerk in üblicher Weise mit einem einzigen den Brückenquerschnitt frei umspannenden Portalkran auf der Rüstung zusammen, der einseitig auskragte und die Eisenteile vom Gelände hochzog. Es gab somit 2 Arbeitsstellen: den Zusammenbau und das Abnieten.

Gustavsburg verwandte den gleichen Portalkran, aber doppelt, und schuf so 4 Arbeitsstellen, denn der erste Kran baute die Hauptträger zusammen und der zweite brachte die Fahrbahn auf, während an Hauptträger und Fahrbahn gleichzeitig genietet wurde. Außerdem konnten auch zahlreichere Nietkolonnen als an der Maas angestellt werden, da die beiden Krane eine doppelt so große Arbeitslänge schufen.

Hein Lehmann und Gutehoffnungshütte verwendeten Kranwagen, d. h. Hilfsbrücken, deren Fachwerkträger parallel der Gleisachse bewegt werden konnten und auf welchem an der Maas eine elektrisch betriebene Winde und an der Geul ein Dampfdrehkran fuhr und arbeitete. Hein Lehmann wollte damit nur an Gerüstbreite, die Gutehoffnungshütte aber das ganze Gerüst bis auf einen einzigen Rüstpfeiler, der immer wieder verwendet wurde, ersparen. Der Kranwagen an der Maas hatte 25 m, der an der Geul 25 m Radstand und beide 5 m Spurweite. Der erste lief mit seinen Vorderrädern auf der 5 m breiten festen Rüstung und mit den Hinterrädern auf den fertigen Brückenteil, hatte in einer Stellung 25 m Arbeitslänge und baute eine halbe Öffnung auf einmal zusammen. Der Geulwagen aber hatte 16 m Radstand, lief mit allen Rädern auf dem verankerten und frei auskragenden fertigen Brückenteil und kragte selbst 12 m weit frei vor. Bei einer Arbeitslänge von nur 8 m mußte er öfters bewegt werden. Die auf $^2/_3$ ihrer Länge frei eingebaute Brücke wurde dann auf einen eisernen Rüstpfeiler abgestützt und mit hydraulischen Pressen in die richtige Höhenlage gebracht.

Zurückblickend kann man sagen: Die übliche Methode, wie sie Dortmunder Union anwandte, eignet sich für normale Höhen, Sie ist von Gustavsburg durch die gut ausgebildeten, immer wieder verwendbaren

*) Gaber, Bau und Berechnung gewölbter Brücken, Julius Springer 1913.

eisernen Rüstpfeiler für große Höhen und vor allem für kürzeste Bauzeit fortentwickelt worden.

Die Bauart Gutehoffnungshütte empfiehlt sich bei ausreichender Bauzeit und großen Höhen durch ihren geringen Rüstkasten.

Die Bauart Hein Lehmann hält die Mitte zwischen den beiden letzten Arten und gewährleistet bei bedeutender Einschränkung der Rüstarbeit, die bei großen Höhen stark ins Gewicht fällt, einen großen Baufortschritt.

d) Oberbau.

Da der Unterbau für das erste beschleunigt dem Betrieb zu übergebende Gleis der Kriegsbahn Aachen—Tongeren sicher erst in allerletzter Stunde fertig werden konnte, mußte die Oberbauarbeit sorgfältig durchdacht und so ausgeführt werden, daß die eigentliche von der Witterung stark beeinflußte Arbeit auf der Baustelle auf ein Mindestmaß beschränkt und durch Maschinenverwendung noch erleichtert wurde. Man verlegte daher die Hauptarbeit auf einen vor der Witterung geschützten, mit allen maschinellen Hilfsmitteln ausgerüsteten Werkplatz, wo die Holzschwellen im Fabrikbetrieb maschinell gedechselt und gebohrt und mit den 18 m langen Schienen zu fertigen Stößen zusammengebaut wurden. Abb. 9.

Die Stöße verlud man nach provisorischem Unterbauen von Rollen durch Aufziehen mit der Lokomotive von einem Nachbargleis aus auf normalspurige Plattformwagen, die zu ganzen Zügen zusammengestellt wurden. An der Spitze eines Oberbauzuges war die Gleisvorstreckmaschine Patent Hoch, am Ende die Lokomotive, welche den Zug auf die Baustelle drückte. Das oberste Schienenfach eines Plattformwagens wurde etwas angehoben, wieder auf Rollen gesetzt und von den Leuten über die vorderen Plattformwagen hinweg bis zur Gleisvorstreckmaschine vorgezogen. Dabei liefen die Rollen wie beim Aufladen auf den Schienen der anderen Stöße und gelangten schließlich auf ein in seiner Neigung verstellbares Hilfsgleis in der Gleisvorstreckmaschine, das nach vorne auskragte. Die Maschine stand mit ihrem fahrbaren Untergestell auf dem fertigen vorderen Gleisende und kragte mit ihrem Kragarme so weit vor, daß der neue Stoß, nachdem die Rollen entfernt worden waren, mit besonderen Winden rasch auf die Bettung niedergelassen und in richtiger Lage an das bereits verlegte Gleis angelascht werden konnte. Nun drückte die Lokomotive am Zugende den ganzen Zug um 18 m vor und die Arbeit wiederholte sich. Die Maschine hat sich durch große Leistung ausgezeichnet, ist aber in ihrer Verwendbarkeit beschränkt, da sie das vorgeschriebene Lichtraumprofil nicht wahrt.

4. Bauorganisation.

Wer schnell bauen will, muß nach dem bewährten alten Vorbilde der früheren badischen Eisenbahnverwaltung, das sich auch allmählich beim Feldeisenbahnwesen durchsetzte, Entwurfsbearbeitung und Bauleitung im allgemeinen beim örtlichen Bauamte vereinen. Nur dann können die besonderen Verhältnisse der Baustelle rechtzeitig berücksichtigt und kostspielige Hemmungen, Entwurfänderungen u. dgl. vermieden werden. Liegen Entwurfbearbeitung und Bauausführung in einer Hand, dann kann unter voller Wirtschaftlichkeit in früher nicht für möglich gehaltenem Tempo gebaut und ganz erheblich an Bauzins und Verwaltungsaufwand gespart werden. Das setzt allerdings voraus, daß an der Spitze der Bauämter abweichend von der bisherigen Übung in Preußen ältere erfahrene Vorstände stehen, die ungehindert durch einen Wust laufender Betriebs- und Verwaltungsgeschäfte sich in ihre Bauaufgabe vertiefen können und deren Urteil auch nach oben durchschlägt. Gerade unter Hinweis auf die hervorragenden Leistungen im Feldeisenbahnwesen kann diese Bauorganisation für unsere sich neu einrichtende Reichsbahn und die Landesbauverwaltungen dringend empfohlen werden, dann haben nicht nur die Bauunternehmungen, sondern auch die Bauverwaltungen die reichen baulichen Erfahrungen durch den Weltkrieg sich nutzbar gemacht.

DIE GEWICHTSFRAGE IM EISENBETONSCHIFFBAU.

Von Dr.-Ing. Carl Commentz, Blumenthal (Hannover).

Vor dem Kriege befaßte sich der Eisenbetonbau fast gar nicht mit der Herstellung von Schiffen und nur verhältnismäßig wenig mit dem Bau von Pontons und Wasserbehältern. Während des Krieges ist ein außerordentlich umfangreicher Eisenbetonschiffbau entstanden, besonders in den skandinavischen Ländern, in England und Amerika und in geringem Umfange auch in Deutschland. Nach Einstellung der Feindseligkeiten ist er im Auslande außerordentlich schnell abgeflaut, vor allem in England und Amerika; aber auch in den skandinavischen Ländern haben die Werften mit technischen und wirtschaftlichen Schwierigkeiten so stark zu kämpfen, daß von einem gesunden Fortschritt zurzeit nicht die Rede sein kann. In Deutschland hat sich der Eisenbetonschiffbau in verhältnismäßig geringem Umfange weiter entwickelt. Worauf ist nun diese sprunghafte Entwicklung zurückzuführen? Handelt es sich lediglich um eine Kriegserscheinung, die den Zusammenbruch der englisch-amerikanischen Handelsflotte während des Krieges aufhalten sollte? Wurden übereilte Bauten hergestellt, die den technischen und wirtschaftlichen Anforderungen der Friedenswirtschaft nicht genügten? Sind tatsächlich Mißerfolge und Schwierigkeiten aufgetreten, oder besteht trotz allem die Aussicht, daß der neue Baustoff dauernd für Schiffe in Frage kommt? Die Beurteilung dieser Frage wird außerordentlich dadurch erschwert, daß die Wirtschaftsgrundlagen heute ganz verworren sind und daß jeder zuverlässige Überblick über Herstellungs- und Betriebskosten von Eisenbetonschiffen fast unmöglich ist. Der Preis des Schiffbaustahles ist heute noch etwa 25 mal so hoch wie in Friedenszeiten und damit weit über die Geldentwertung hinaus überteuert. Die Löhne sind rund auf über das 12 fache gestiegen. Im Eisenbetonschiffbau liegen die Verhältnisse vielleicht insofern etwas günstiger, als bei ihm relativ wesentlich weniger Eisen verbraucht wird und die sonst verwendeten Materialien nicht so unverhältnismäßig überteuert sind wie die Eisenpreise. Dadurch hat das Eisenbetonschiff im Vergleich zur Vorkriegszeit zweifellos einen Vorsprung gegenüber dem Eisenschiff gewonnen, denn sein Herstellungspreis ist nicht in gleichem Maße verteuert. Nun geht die wirtschaftliche Entwicklung aber langsam wieder auf Vorkriegsverhältnisse zurück, wenngleich der Geldwert an sich selbstverständlich erst in langen Jahren, vielleicht nie wieder seinen alten Stand erreichen wird. Es muß deshalb bezweifelt werden, daß das Verhältnis der Baupreise für die Eisenbetonschiffe so günstig bleiben wird, wie es zurzeit ist. Immerhin wird man annehmen dürfen, daß auch nach Abschluß der verworrenen und sprunghaften Entwicklung das

Gesamtergebnis in dieser Hinsicht zugunsten des Eisenbetons sprechen wird.

Im allgemeinen spielt bei technischen Bauten der Herstellungspreis die entscheidende Rolle, wenn auch Rücksichten auf Unterhaltungskosten und Lebensdauer einen gewissen Einfluß auf Wahl von Material und Bauweise haben. Wesentlich anders liegt jedoch die Frage der Gesamtwirtschaftlichkeit, d. h. das Ergebnis der Wirkung und Gegenwirkung von Baukosten, Betriebskosten und Lebensdauer bei Verkehrsmitteln, weil bei ihnen die eigentlichen Betriebskosten den weitaus größten Teil der wirtschaftlichen Gesamtkosten darstellen. Diese Tatsache ist wohl vor allem die Ursache des Rückganges des Eisenbetonschiffbaues. Trotz zweifellos geringerer Baukosten scheint das Eisenbetonschiff betriebswirtschaftlich in vielen Fällen nicht wettbewerbsfähig zu sein. Der Hauptgrund hierfür liegt in dem Verhältnis von Eigengewicht zu Tragfähigkeit, welches sich ganz allgemein ungünstiger stellt als bei Eisenschiffen.

Zahlreiche Untersuchungen über die Wirtschaftlichkeit von Eisenbetonschiffen, welche vor allem in der Nachkriegszeit veröffentlicht wurden[1]), lassen erkennen, daß man sich der großen Bedeutung der Gewichtsfrage bei Eisenbetonschiffen durchaus bewußt ist. Und das mit Recht, denn es kann wohl hinsichtlich der Wirtschaftlichkeit des Eisenbetonschiffbaues als Grundsatz gelten, daß die Betriebskosten (vor allem also die Brennstoffkosten) pro Tonne Tragfähigkeit nur um soviel höher sein dürfen, daß dadurch die Ersparnis, die sich aus Verzinsung und Abschreibung der geringeren Bausumme ergibt, nicht überschritten wird. Hierin ist klar ausgedrückt, daß das Verhältnis der „Tragfähigkeit" (d. h. Differenz zwischen Wasserverdrängung und Eigengewicht) zur „Wasserverdrängung" (welche für die Größe der Antriebskosten maßgebend ist), für die Gesamtwirtschaftlichkeit entscheidend ist.

Es ist nicht verwunderlich, daß die Angaben über die Gewichte von Eisen- und Eisenbetonschiffen ziemlich voneinander abweichen, je nachdem Anhänger oder Gegner der neuen Bauweise zu Worte gekommen sind. Das kann jedoch nicht die Grundlage einer unparteiischen wirtschaftlichen Untersuchung sein. Immerhin sind bei den genannten und anderen Veröffentlichungen eine Menge einwandfreier Tatsachen und Ergebnisse in bezug auf die Gewichtsverhältnisse von Eisenbetonschiffen bekannt geworden, so daß es wohl möglich erscheint, heute ein im wesentlichen einwandfreies Bild über die mittleren Verhältnisse zu gewinnen. Hinzu kommt, daß es auch in technischer Hinsicht zu einem gewissen Abschluß gekommen ist; man hat den in den letzten Jahren gebauten Schiffen schon ein gewisses Maß von Erfahrung zugrunde legen können, so daß sie nicht mehr in jeder Hinsicht als Erstlingswerke einer neuen Technik angesprochen werden müssen. Es sei aber vorweg ausgesprochen, daß das Ergebnis einer derartigen Untersuchung, die sich vor allem auf ausgeführte Bauten stützen muß, ein Bild zeigen wird, welches für die Eisenbetonschiffe reichlich ungünstig ist, denn noch ist die Entwicklungszeit viel zu kurz, um einwandfrei zu zeigen, wie leicht man mit dem im Schiffbau neuen Material bauen kann. Rücksichten auf Versicherungsmöglichkeit, die begreifliche Scheu vor technischen Mißerfolgen und mangelnde Kenntnis der grundlegenden Bedingungen haben dazu geführt, daß die tatsächlich ausgeführten Bauten fast durchweg reichlich schwer ausgefallen sind. Anderseits ist in manchen Veröffentlichungen aber auch mit Zahlen gearbeitet worden, die sich so weit von den tatsächlichen Ausführungen entfernten, daß die auf ihnen basierten wirtschaftlichen Schlußfolgerungen unhaltbar sind. Vorerst müssen sich wirtschaftliche Untersuchungen mit dem tatsächlich Erreichten befassen und dürfen sich höchstens auf die unteren Grenzen der ausgeführten Gewichte stützen, nicht aber auf Konstruktionen, die lediglich auf dem Papier durchgerechnet sind. Es soll nun in folgendem versucht werden, hierfür gewisse Durchschnittswerte festzulegen, und zwar, wie bereits bemerkt, vor allem auf Grund einwandfreier Angaben über ausgeführte Eisenbetonschiffe.

Die Übersichtstabelle 1 enthält zunächst die zur Beurteilung der Gewichtsfrage erforderlichen Angaben über 12 ausgeführte Eisenbetonseeschiffe. Maßgebend kann dabei nur die Gesamttragfähigkeit des Schiffsrumpfes ohne Maschinenanlage sein, da bei den sonst üblichen Angaben über Tragfähigkeiten von selbstfahrenden Schiffen das Gewicht der Maschinenanlage je nach Art und Stärke von wesentlichem Einfluß ist. Bei einer Anzahl der in der Tabelle enthaltenen Schiffe mußte das Gewicht der Maschinenanlage auf Grund der veröffentlichten Leistung und des Typs erst geschätzt und dann vom Gesamtgewicht des Schiffes abgezogen und der Tragfähigkeit zugeschlagen werden. Darin liegt eine gewisse Unsicherheit, sie ist aber, wie aus der Tabelle ersichtlich, von geringem Einfluß auf das Gewicht des Schiffsrumpfes. Soweit Angaben über das Gewicht der Armierung zur Verfügung standen, sind auch diese aufgenommen worden. Anschließend sind unter Nr. 13—17 eine Reihe Gewichtsangaben wiedergegeben, die Williams anfangs 1919 in einer Untersuchung über die wirtschaftliche Größe von Eisenbetonschiffen veröffentlicht hat.[2]) Diese Untersuchung wurde durchgeführt, um festzustellen, ob das Gewicht von Eisenbetonschiffen ein relatives Minimum ergibt. Für kleine Schiffe nahm Williams an, daß mit Rücksicht auf die Ausführbarkeit der Schalung eine gewisse Mindeststärke der Wände bedingt ist, die er mit 50—60 mm angibt. (Eine Zusammenstellung verschiedener Wandstärken von ausgeführten Seeschiffen zeigt etwa folgende durchschnittlichen Werte: Kleinere Schiffe 6 cm, 1000 t Verdrängung 7 cm, 2000 t Verdrängung 8,5 cm, 5000 t und mehr 10 cm.) Die Beanspruchungen werden fast ganz durch die Eisenarmierung aufgenommen. Bei großen und kleinen Schiffen sind die zulässigen Spannungen gleich groß, nämlich etwa 1100 kg/cm. Unter diesen Annahmen folgert Williams, daß das Gesamtgewicht der Eisenarmierung mit der vierten Potenz der linearen Dimensionen wächst (s. weiter unten). Das Betongewicht ist in einem großen Bereich nur durch die Rücksicht auf die Wandstärke gegeben, wächst also nur wenig über die Minimalstärke hinaus; die Eiseneinlagen haben in diesem Bereich genügend Platz im Beton. Durch das schnellere Wachsen des Eisengewichtes wird dann bei weiter wachsender Schiffsgröße ein Querschnittsverhältnis von Eisen zu Beton erreicht, welches nicht überschritten werden darf, weil sonst auch die Haftfestigkeit des Betons überschritten wird. Nach Angabe von Denny beträgt dieses Querschnittsverhältnis bei einem Eisenbetonschiff von 6000 t Verdrängung beispielsweise etwa 7 vH gegenüber einem Wert von 0,5—1,5 vH im Landbetonbau. Schon hieraus geht hervor, eine wie andere Rolle der Beton beim Betonschiffbau spielt als bei Hochbauten aus Eisenbeton. Er ist Bindemittel für das Eisen, welches die Beanspruchungen zu tragen hat; außerdem macht er die Eiseneinlagen knickfest. Bei Landbauten ist meist eine Druckgurtung und eine Zuggurtung vorhanden, so daß man die Zugkräfte durch Eisen und die Druckkräfte vornehmlich durch Beton aufnehmen läßt. Diese grundsätzliche Zweck-

[1]) Commentz. Die technischen und wirtschaftlichen Grundlagen der Verwendung von Eisenbeton als Schiffbaumaterial. Z. d. V. d. I. 1919. S. 213.

Teubert. Vergleich der Wirtschaftlichkeit von Stahl- und Betonschiffen. Werft und Reederei. Heft 1. Jahrgang 1921.

Wernekke. Sind Betonschiffe in der Binnenschiffahrt wirtschaftlich? Flußschiffbau 1921. S. 746.

Kilgus. Technik und Wirtschaftlichkeit des Eisenbetonschiffbaus. Fördertechnik und Frachtverkehr, 1921. S. 3.

[2]) Engineering 14. 2. 19.

Tabelle 1.

Übersicht über Gewichte von Eisenbetonseeschiffen.

Nr.	Verdrängung t	Tragfähigkeit des Schiffes t	Maschinenanlage	Maschinengewicht*) t	Tragfähigkeit des Rumpfes t	Rumpfgewicht t	Armierungseisen t	Gewichte in % der Tragfähigkeit des Rumpfes: Rumpf %	Armierung %	Literaturnachweis
1	640	350	Leichter	—	350	*) 290	28,5	82,9	8,1	Engineering, 29. 3. 1918
2	2120	1000	400 PS Motor	80	1080	1040	—	96,3	—	Genie civil, 5. 1. 1918
3	2350	1150	500 PSi Dampfmaschine	140	1290	1060	—	82,2	—	Engineering, 29. 3. 1918
4	2300	1250	ca. 500 PSi Dampfmaschine	140	1390	910	—	65,4	—	Beton u. Eisen, VII u. VIII 1919
5	4500	3000	Leichter	—	3000	1500	—	50,0	—	Zement, Nr. 51 1918
6	5335	2815	1520 PSi Dampfmaschinen mit Wasserrohrkessel	340	3155	2180	508	69,2	16,1	Shipbuilder, Jahresnummer 1918
7	6330	3410	1520 „	340	3750	2580	—	66,2	—	
8	6420	3655	1520 „	340	4095	2325	514	60,8	12,9	
9	13240	7635	2800 „	590	8225	5015	1565	60,9	19,0	
10	3000	1800	600 „ Dampfmaschine	170	1970	1330	—	67,5	—	Skybsbygning, Juli 1920
11	4552	2467	2 × 500 PS Dieselmotoren	200	2667	1885	396	70,7	14,8	Genie civil, 2. 10. 1920
12	1950	1200	Leichter	—	1200	750	130	62,5	10,8	
13	1630	925	480 PSi Dampfmaschinen	130	1055	575	85	54,5	8,1	Entwürfe von Williams, Engineering, 14. 2. 19
14	2500	1490	635 „	155	1645	855	150	51,5	9,1	
15	4150	2500	900 „	200	2700	1450	290	53,7	10,7	
16	10000	5825	1600 „	425	6250	3750	900	60,0	14,4	
17	15000	8150	2100 „	650	8800	6200	1550	70,0	17,6	
18	1000	—	—	—	500	500	55	100	11,0	Ende 1918 festgelegte Mittelwerte aus Literaturangaben
19	1860	—	—	—	1000	860	120	86	12,0	
20	3400	—	—	—	2000	1400	256	70	12,8	
21	4800	—	—	—	3000	1800	396	60	13,2	
22	6880	—	—	—	4500	2380	602	53	13,4	
23	8880	—	—	—	6000	2880	780	48	13,0	

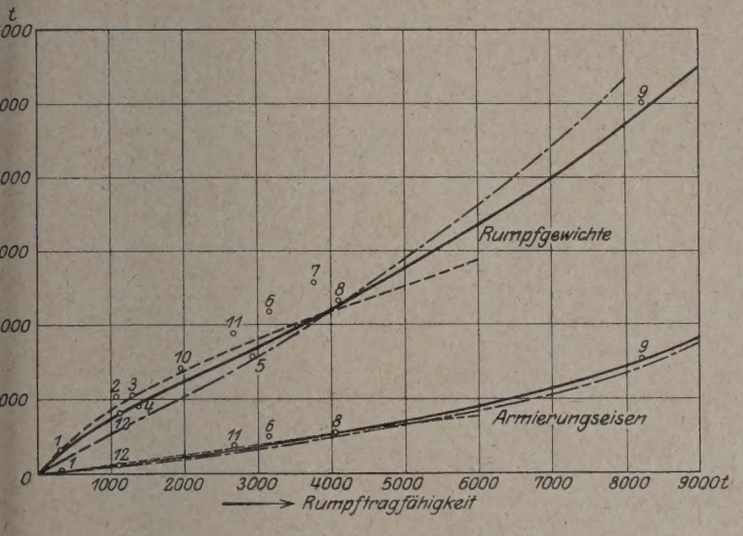
teilung bei der Ausnutzung des Materials ist im Schiffbau nicht möglich, weil bei ihm alle Konstruktionsteile wechselnden Beanspruchungen ausgesetzt sind, alle Gurtungen also zugfest sein müssen. Ist der Punkt des zulässigen maximalen Querschnittsverhältnisses erreicht, so wächst das Gewicht des Betons selbstverständlich in gleichem Maße wie das Eisengewicht, d. h. wie die vierte Potenz der linearen Dimensionen. Es wächst also relativ viel schneller als die Wasserverdrängung, welche nur mit der dritten Potenz der linearen Abmessungen zunimmt. Damit ist gegeben, daß für Eisenbetonschiffe tatsächlich ein relatives Minimalgewicht in Erscheinung treten muß. Unter 18—23 der Tabelle 1 sind eine Anzahl Werte wiedergegeben worden, welche Verfasser Ende 1918 für eine wirtschaftliche Untersuchung über Eisenbetonschiffe ermittelte. Diese Werte waren seinerzeit in Anlehnung an eine Reihe teils veröffentlichter, teils sonst zur Verfügung gestellter Angaben durch graphische Auswertung gefunden worden.

Alle Werte der Tabelle sind in den Abb. 1 u. 2 graphisch zusammengestellt, und zwar über der Basis der Tragfähigkeit des Rumpfes. Die Einzelausführungen (Nr. 1—12 der Tabelle) sind als Punkte, die systematischen Zusammenstellungen als Kurven dargestellt. Abb. 1 enthält die absoluten Gewichte, Abb. 2 die relativen als Prozente der Tragfähigkeit, weil diese Werte zur Festlegung von Mittelwerten und zur kritischen Beurteilung geeigneter sind. Zur Festlegung dessen, was heute als einwandfrei erreicht gelten darf, ist zudem eine dritte Kurve eingezeichnet worden, welche in der Nähe der unteren Werte der einzelnen Schiffe liegt.

Zeigte schon die im Jahre 1918 durchgeführte Untersuchung, daß die relativen Gewichte von Eisenbetonschiffen

*) In der graphischen Darstellung sind die Gewichte der Leichter (Nr. 1, 5 und 12) 10 % schwerer eingetragen, als in dieser Tabelle angegeben, um zum Vergleich mit Stahlschiffen ein Gewicht in Rechnung zu stellen, welches die Schiffe etwa haben würden, wenn ihre Abmessungsverhältnisse denen von selbstfahrenden Schiffen entsprächen.

mit steigender Schiffsgröße anfänglich stark fallen, später aber nur langsam abnehmen, so sollte nach den Ermittlungen von Williams schon verhältnismäßig früh ein Minimalgewicht auftreten, und zwar bei Schiffen von etwa 1500—2500 Tonnen Tragfähigkeit. Die Tatsache eines Minimalgewichtes relativer Art wurde sodann durch die Anfang 1920 veröffentlichten genauen Gewichtsangaben der großen amerikanischen Eisenbetonschiffe (Nr. 6—9) bestätigt. Der einfache Grund hierfür liegt darin, daß die Biegemomente eines Schiffes im Seegange annähernd mit der vierten Potenz der linearen Abmessungen wachsen, während das Widerstandmoment bei gleichmäßiger Vergrößerung aller Materialstärken im Verhältnis der Vergrößerung der Schiffsabmessungen nur mit der dritten Potenz steigt. Bei Verdoppelung aller linearen Abmessungen, sowohl von Länge, Breite, Seitenhöhe und Tiefgang als auch der Wandstärken und sonstigen Dicken der Materialquerschnitte würde also die Beanspruchung der Materialien verdoppelt werden. Zur Innehaltung gleicher



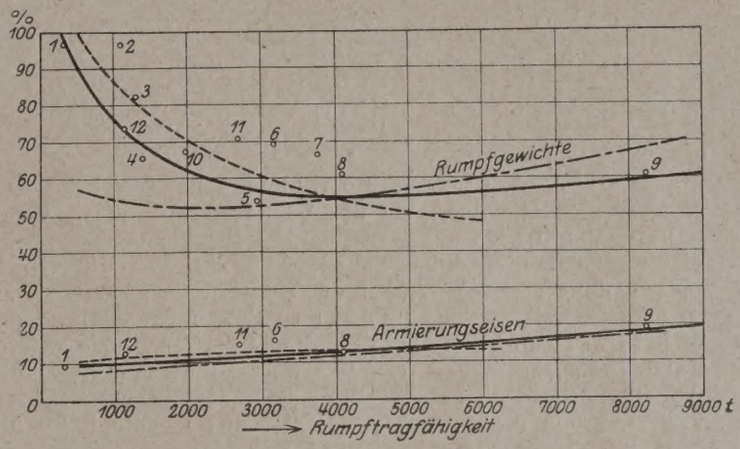
——— Mittelgewichte 1918.
——— „ nach Williams 1919.
——— „ 1920.

Abb. 1.
Absolute Gewichte von Eisenbetonseeschiffen.

Beanspruchungen müßten also alle Querschnittsdicken oder mindestens die Eiseneinlagen, welche doch die Hauptbeanspruchungen aufnehmen, verdoppelt werden. Nun läßt der Eisenbetonbau durch geeignete Lagerung der Armierung bei großen Schiffen geringere Querschnitte zu. Außerdem steigen besonders bei großen Schiffen die Biegemomente nicht ganz mit der vierten Potenz der linearen Abmessungen, weil die längeren Wellen, welche diese Maximalbeanspruchungen bedingen, verhältnismäßig flacher sind, als kürzere. Aus diesen Gründen sind die Ergebnisse der theoretischen Überlegungen von Williams nicht ganz für die Praxis zutreffend. Die tatsächlichen Ausführungen zeigen, daß die Lage der Minimalgewichte erst bei weit größeren Schiffen, etwa von 3500—4500 Tonnen Tragfähigkeit, gegeben ist.

Zur Beurteilung der Frage, für welche Schiffsgröße die Verwendung von Eisenbeton als Baumaterial am vorteilhaftesten ist, genügt es jedoch nicht, sich auf die Untersuchung über die Lage des relativ geringsten Eisenbetongewichtes zu beschränken. Es ist vielmehr nötig, die gleiche Untersuchung auch auf Eisenschiffe auszudehnen, denn maßgebend für die Wettbewerbsfähigkeit des Eisenbetonschiffes ist lediglich das Vergleichsgewicht gegenüber dem Eisenschiff, wenigstens soweit sie durch die in der Einleitung gegebenen Gesichtspunkte bedingt wird.

Für das Gewicht der Eisenbetonseeschiffe ist oben gezeigt worden, daß maßgebend hierfür ist: a) für kleine Schiffe eine Minimalwandstärke mit Rücksicht auf die Ausführungsmöglichkeit, b) ein Höchstwert der Beanspruchung des Eisens, welcher für kleine Schiffe und große Schiffe gleich hoch ist, c) bei großen Schiffen Innehaltung eines gewissen Querschnittsverhältnisses von Eisen zu Eisenbeton, welches nicht überschritten werden darf. Beim Eisenschiff liegt die Frage ähnlich, aber doch anders. Bei kleinen Schiffen ist ohne jede Rücksicht auf die Beanspruchungen der Längsfestigkeit im Seegange eine gewisse Minimalstärke der Platten



——— Mittelgewichte 1918.
——— „ nach Williams 1919.
——— „ 1920.

Abb. 2.
Relativgewichte von Eisenbetonseeschiffen in Prozenten der Tragfähigkeit.

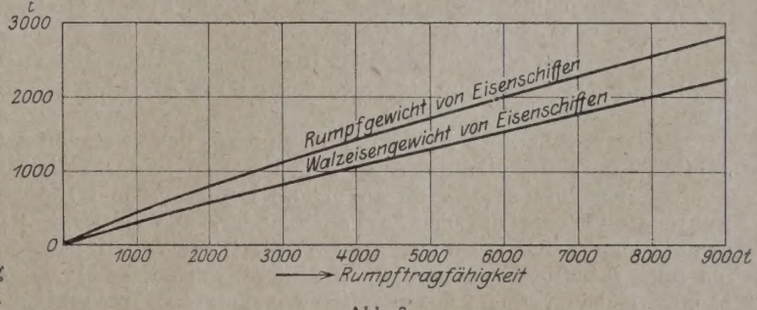


Abb. 3.
Absolute Gewichte von Eisenseeschiffen.

und Profile erforderlich, und zwar mit Rücksicht auf lokale Beanspruchungen, Stöße, Kollisionen, Wasserdruck und Wasserschlag. Hinzu kommt ein Zuschlag von einigen Millimetern mit Rücksicht auf das Abrosten. Also auch hier gewisse Minimalstärken, nur aus ganz anderen Gründen, nämlich nicht mit Rücksicht auf die Ausführbarkeit, sondern wegen tatsächlich auftretender Beanspruchungen. Diese Beanspruchungen wachsen in geringerem Maße als die linearen Abmessungen der Schiffe. Man kommt also mit wachsender Schiffsgröße zu einem Punkt, an welchem für die Abmessungen der Platten und Profile nicht die lokale Festigkeit, sondern die Beanspruchungen aus der Gesamtlängsfestigkeit, die sich aus den Biegungsmomenten im Seegange ergeben, maßgebend sind. Der auch hier mit Rücksicht auf das Rosten erforderliche Zuschlag ist nicht größer als bei kleinen Schiffen

und spielt mithin relativ eine viel geringere Rolle. In einem gewissen Bereich oberhalb der Grenze, von welcher an die Längsfestigkeit in Betracht zu ziehen ist, müssen die Beanspruchungen der Platten in mäßigen Grenzen gehalten werden, weil stets ein Teil, entweder die obere oder die untere Gurtung, zusammengedrückt wird und daher der Knickgefahr

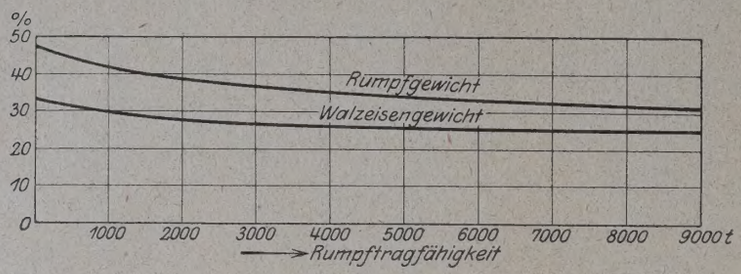


Abb. 4.

Relative Gewichte von Eisenseeschiffen in Prozenten der Tragfähigkeit.

ausgesetzt ist. Bei sehr großen Schiffen spielt dies keine so wesentliche Rolle mehr, da die Beplattung bei ihnen verhältnismäßig besser ausgesteift ist. Daher kann man bei solchen Schiffen ziemlich hohe zulässige Beanspruchungen in Rechnung setzen. Wächst die Schiffsgröße noch weiter, so ist eine weitere Steigerung der zulässigen Beanspruchung nicht mehr möglich. Bei ihnen muß also die Stärke der Materialabmessungen wieder schneller wachsen als die linearen Abmessungen, da hier natürlich das Beanspruchungsgesetz, nach welchem die Biegemomente schneller als die linearen Abmessungen wachsen, auch gültig ist. Aus dieser Darstellung ergibt sich, daß bei Eisenschiffen verschiedener Größe durchaus keine gleichartige Beanspruchung der Eisenverbände auftritt, wie man sie beim Eisenbetonschiff innezuhalten sucht und innehalten kann. Wie stark vielmehr die rechnungsmäßigen Beanspruchungen steigen, zeigt folgende Tabelle, aus welcher die ungefähren spezifischen Beanspruchungen von Eisenschiffen ersichtlich sind.

Schiffslänge	Zulässige Beanspruchung
40 m	620 kg/cm²
60 ,,	850 ,,
80 ,,	1040 ,,
100 ,,	1150 ,,
130 ,,	1280 ,,
160 ,,	1360 ,,
200 ,,	1420 ,,

Eine Folge dieser Verhältnisse ist, daß das relative Gewicht von Eisenseeschiffen gleichfalls mit der Größe der Schiffe abnimmt, aber nicht in gleicher Weise wie bei Eisenbetonschiffen. Bei einer gewissen Grenze wird durch die Wirkung des Beanspruchungsgesetzes gleichfalls ein relatives Minimum erreicht, aber erst sehr viel später als bei Eisenbetonschiffen, jedenfalls erst bei Schiffen von weit über 10 000 t Rumpftragfähigkeit.

Die Gewichtsverhältnisse von Eisenschiffen sind in Abb. 3 u. 4 dargestellt. Nach Vorgehendem ist dazu wenig zu bemerken. Getrennt ist lediglich das reine Walzstahlgewicht und das Gewicht der Ausrüstung, also Zimmerholz, Ladegeschirr, Anker und Ketten usw. (Schluß folgt.)

LOHNFORMEN UND IHRE WIRKUNGEN.

Von Dr.-Ing. Bloß, Regierungs- und Baurat, Dresden.

Das Einkommen eines Lohnarbeiters ist das Produkt aus Arbeitszeit und Stundenverdienst.

Die Frage der täglichen Arbeitszeit hat mit der allgemeinen Festlegung des Achtstundentages vorläufig ihren Abschluß gefunden.

Dagegen tobt noch heftig der Kampf um den Stundenverdienst oder Grundlohn. Auch früher hatten ja darin die Lohnkämpfe vorzugsweise ihre Wurzel. Forderung und Gewährungsmöglichkeit prallen hart aufeinander. Die Forderungen bestimmen sich, wenn man nur wirtschaftliche Verhältnisse ins Auge faßt und von politischen absieht, nach dem allgemeinen Kulturzustande des betreffenden Volkes oder Volksteiles, nach Preis- und Teuerungsverhältnissen, nach dem Wertstande des Geldes. Die Gewährungsmöglichkeiten werden bei ungestörtem Laufe des Wirtschaftslebens begrenzt durch die Lage der heimischen Gesamtwirtschaft und ihre Wettbewerbsfähigkeit auf dem Weltmarkte. Bis zum Ausbruch des Weltkrieges folgte die Entwicklung der Löhne zwangläufig den Schwankungen des Wirtschaftslebens. In Zeiten des Aufstiegs konnte der Unternehmer leichter gewähren und Lohnsteigerungen auf den Käufer abwälzen oder durch verbesserte Betriebseinrichtungen wettmachen. Die Arbeiter waren auch bei Lohnkämpfen in günstiger Stellung. Wirtschaftskrisen dagegen trafen den Unternehmer wie den Arbeiter gleich hart.

Neuerdings sucht man nach englischem Vorbilde für die allgemeinen Lohnbestimmungsgründe einen zahlenmäßigen Ausdruck, indem nach den Wert- und Preisziffern einiger hauptsächlichen Sachgüter der Lebensbedarf einer Arbeiterfamilie von Zeit zu Zeit in Gestalt einer Lebenshaltungsziffer berechnet wird. Gelänge es anderseits, nach dem Preise der Rohstoffe, dem Auftragsbestande, den Absatzverhältnissen usw. die Leistungsfähigkeit der Unternehmerkreise in einer Ziffer darzustellen und die Gewerkschaften zu bewegen, diese Ziffer als Verhandlungsgrundlage bei Lohnforderungen anzuerkennen, so könnte mancher Lohnkampf gemildert werden.

Mehr persönlich ist die zweite Art der Lohnbestimmungsgründe, die darauf abzielt, Lohn und Leistung in ein gerechtes Verhältnis zu bringen. Das ist die Aufgabe der Lohnformen oder Lohnsysteme.

Lohnformen, die dem Arbeiter bei gesteigerter Leistung einen erhöhten Verdienst gewähren, wirken fördernd auf den Arbeitsvorgang. Da sie somit die Sicherheit und Stetigkeit der Geschäftsführung begünstigen, haben vorzugsweise die Unternehmer die Suche nach der günstigsten Lohnform betrieben. Die Arbeiter argwöhnten zumeist, daß damit eine vermehrte Ausbeutung ihrer Arbeitskraft beabsichtigt sei, und lehnten deshalb größtenteils alle neueren Lohnformen ab.

Ganz allgemein betrachtet sind bei den Löhnungsarten vier vertragliche Bestimmungsstücke in Rücksicht zu ziehen, und zwar:

a) die Zeit, in der ein bestimmter Arbeitsauftrag erledigt werden kann oder soll (Grundzeit),

b) der Stundenlohn bei Einhaltung der Grundzeit (Grundlohn),

c) Bemessung des Stundenverdienstes bei Zeitersparnissen gegen die Grundzeit, d. h. bei gesteigerter Leistung,

d) desgleichen beim Überschreiten der Grundzeit.

Bei der ältesten und einfachsten Lohnform, dem Zeit- oder Tagelohn, wird lediglich der Stundenverdienst des Arbeiters vertraglich vereinbart. Da der Zeitverbrauch für einen bestimmten Arbeitsauftrag nicht mit festgelegt wird, ist der Stundenlohn von der Leistung unabhängig. Der Zeitlohn enthält also in sich keinen besonderen Anreiz, die volle Arbeitskraft einzusetzen. Bei Arbeiten, an denen mehrere Arbeiter beteiligt sind, wird sich daher die Durchschnittsleistung auf den Schwachen, nach Können und Wollen minder Begabten einstellen.

Da der Zeitlohn von den vier möglichen Bestimmungsstücken nur eins enthält, stellt er sich als unbestimmt, fließend und unscharf dar. Deutlich wird dies, wenn man sich seine

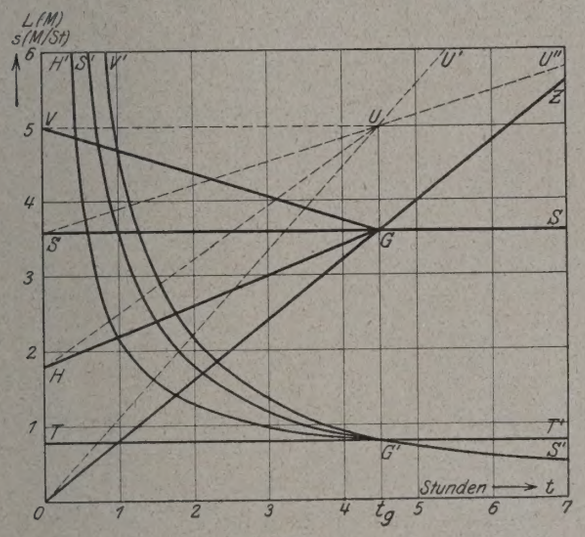


Abb. 1.
Lohnformen mit geradlinigen Lohnkosten.

Kennlinien zeichnerisch aufträgt[1]). Die Linie des Stundenverdienstes ist eine Parallele zur Abszissenachse, $s = c$ (Linie TT' in Abb. 1). Die Lohnkosten des Unternehmers, die sich ja als Produkt aus der Arbeitsdauer und dem Stundenlohn ausdrücken, erscheinen als eine gerade Linie, die durch den Nullpunkt des Koordinatennetzes geht; $L = s \cdot t = c \cdot t$ (Linie OGZ in Abb. 1). Aus der Lohnkostenlinie entsteht die Kennlinie für die Selbstkosten, indem man noch die von der Arbeitszeit abhängigen Unkosten über den Lohnkosten aufträgt. Hierunter begreifen sich also diejenigen Unkostenanteile, die der Arbeitszeit ganz oder annähernd verhältnisgleich sind, insbesondere Aufsicht und Bewachung, Maschinenbetriebskosten, Beleuchtung und Heizung in der Werkstatt oder auf dem Bauplatze, endlich Kapitalkosten für Maschinen, Geräte und Gerüste, kurz die beweglichen oder Arbeitsunkosten. Die so entstandene Kennlinie ist nun bezeichnend für die gesamten Selbstkosten, weil die Berücksichtigung der Baustoffkosten sowie der festen (Geschäfts-) Unkosten lediglich eine Parallele zu der „Kennlinie" ergibt. Beim Zeitlohn ist die Selbstkosten kennlinie eine Gerade durch den Anfangspunkt, OUU' in Abb. 1.

Die Schwäche des Zeitlohns liegt nun darin, daß die Überschreitung der in der Selbstkostenberechnung veranschlagten Arbeitszeit ebenso einseitig den Unternehmer belastet, wie ihm der Vorteil einer Zeitersparnis, also einer Leistungssteigerung, allein zufällt. Der Arbeiter hat dabei keine Möglichkeit, den Scheidepunkt zu erkennen. Auch geometrisch haben ja die Kennlinien des Tagelohns keinen ausgezeichneten Punkt. So wird der Arbeiter leicht dazu verführt, mit seinen Leistungen zurückzuhalten, der Unternehmer dazu, den Arbeiter anzutreiben oder durch Aufseher und Meister antreiben zu lassen. Widerwille und Zwang stehen an den Gegenpolen dieser Spannungsreihe, die nur gemildert ist, solange die Arbeit durch Berufsehre und Freude am Werk beseelt ist.

Dennoch ist der Zeitlohn für viele Arbeiten nicht zu entbehren, nämlich stets dann, wenn man die Leistung nicht zahlenmäßig begrenzen kann oder will. Das erste trifft zu für nicht meßbare Arbeiten, namentlich geistige, für bloße Arbeitsbereitschaften, wie Aufsichts- und Wärterdienste, für wechselvolle Arbeiten, für Ausbesserungen. Eine Beschleunigung des Arbeitstempos scheut man oft bei hochwertigen oder künstlerischen Arbeiten, desgleichen bei der Anwendung empfindlicher oder gefährlicher Maschinen.

Der Stücklohn oder Akkord geht von den Lohnkosten aus. Der Unternehmer berechnet sich diese aus einem angenommenen Grundlohn und dem Zeitbedarf für den gegebenen Arbeitsauftrag; dieser wird geschätzt oder nach Probeausführungen bestimmt. An sich stecken also im Stücklohn die beiden grundlegenden Bestimmungsstücke der Grundzeit und des Grundlohnes, durch die Art der Vertragsabmachung erfährt aber der Arbeiter nur ihr Produkt. Der Arbeiter übernimmt nun zu dem so berechneten Stückpreise die Arbeit fest, d. h. die Lohnkosten des Unternehmers L bleiben unter allen Umständen gleich ($L = l_g \cdot t_g$, Linie SGS in Abb. 1), der Stundenverdienst s des Arbeiters schwankt mit der wirklichen Arbeitszeit t, und zwar ist die Kennlinie dafür eine gleichseitige Hyperbel: $s = \frac{L}{t} = l_g \cdot \frac{t_g}{t}$ (Linie S'G'S' in Abb. 1). Der Stundenverdienst fällt unter den Grundlohn l_g, wenn die veranschlagte Zeit überschritten wird, und er steigt mit Abkürzung der Arbeitsdauer. Darin liegt ein starker Anreiz, die Leistung zu steigern, namentlich wenn die Zeitersparnis bis in den stark ansteigenden Teil der Stundenverdiensthyperbel vorgetragen werden kann. Bei Gruppenakkord wird das Arbeitstempo von den Leistungsfähigsten angegeben, der Schwächere wird mitgerissen. Mißlich ist es freilich, wenn das sogenannte Akkordtreiben zur Überanstrengung der schwächeren Arbeiter führt, oder wenn die Güte der Arbeit unter der Schnelligkeit leidet.

Die meisten Einwendungen gegen den Stücklohn entstehen aus einer ungenauen oder fehlerhaften Bestimmung der Grundzeit. Zu niedrige Ansätze führen zur Auspressung des Arbeiters, zu reichliche zerstören das gute Einvernehmen unter den Arbeitern, die sich dann — wenigstens früher — oft gegenseitig unterboten, oder sie erschüttern das Vertrauen zum Unternehmer, wenn der Akkord nicht durchgehalten werden kann. Denn der Arbeiter nimmt stets an, daß nachträgliche Herabsetzungen des Stückpreises ihm die Frucht seiner gesteigerten Leistung entwinden sollen.

Die Mittel, dem Akkord die Giftstoffe zu entziehen, bieten sich hiernach leicht dar. An erster Stelle steht die gerechte, ehrliche Bestimmung der Grundzeit mit den Mitteln der neuzeitlichen Zeitstudien und der Arbeitsphysiologie, am besten unter Mitwirkung der Betriebsräte. Gegen das Akkordtreiben können Begrenzungen des Stundenverdienstes und Vereinbarungen der Arbeiter untereinander schützen.

Stellt GU in Abb. 1 den neben den Lohnkosten eingesetzten (vorkalkulierten) Betrag der Arbeitsunkosten dar, so ist die Kennlinie der Selbstkosten beim Akkord gegeben durch die Linie SUU''. Bei Zeitersparnissen verzichtet zwar der Unternehmer auf Ersparnisse aus den Lohnkosten, seine Selbstkosten verkleinern sich aber doch, und zwar durch Verminderung der Arbeitsunkosten.

Geometrisch ist der Stücklohn vollständig bestimmt, er enthält die sämtlichen 4, eingangs aufgeführten Bestimmungsstücke. Indessen ist der Abfall des Stundenverdienstes unter den Grundlohn zu scharf. Da der Arbeiter beim Stücklohn im allgemeinen seine volle Arbeitskraft einsetzen wird, können Zeitüberschreitungen nur eintreten, wenn die Grundzeit falsch bestimmt ist oder unvorhergesehene Umstände dazukommen.

[1]) Die eingehende mathematische Behandlung der Lohnformen siehe in Schilling, Theorie der Lohnmethoden.

Beides hat der Arbeiter nicht zu vertreten, insbesondere bedeutet der zweite Umstand, daß ein Teil der Unternehmerwagnisse auf den Arbeiter abgewälzt wird.

Es entspricht daher der Billigkeit, dem Arbeiter bei Überschreitung der Grundzeit mindestens den ortsüblichen Tagelohn zu gewähren. Auf diese Weise entsteht der Stücklohn mit gewährleistetem Stundenverdienst, eine Verbindung des Zeitlohns mit dem Stücklohn. Die Linie des Stundenverdienstes verläuft nach S'G'T', die der Lohnkosten nach SGZ, die Selbstkostenkennlinie nach SUU'. In neueren Tarifverträgen wird beim Akkord meistens der ortsübliche Tagelohn als Mindestlohn festgesetzt, der Stücklohn mit gewährleistetem Stundenverdienst verbreitet sich also immer mehr.

In der Mitte zwischen Tagelohn und Stücklohn liegt das Prämienlohnverfahren von Halsey. Für jeden Arbeitsauftrag wird die Grundzeit t_g und der Grundlohn l_g vertraglich vereinbart, bei Überschreitung der Grundzeit wird ein Mindestlohn gewährt, bei Zeitersparnissen der Grundlohn für die wirkliche Arbeitszeit t zuzüglich dem halben Tagelohnsatze für die ersparte Zeit. Halsey hat dieses Lohnverfahren eingeführt, als seine Arbeiter den Stücklohn ablehnten, er aber auf einen im Lohnverfahren liegenden Anreiz, die Leistung zu steigern, nicht verzichten wollte.

Die Rechnung für die Kennlinien unterhalb der Grundzeit geht also wieder von den Lohnkosten aus:

$$L = l_g t + 0{,}5\ l_g (t_g - t) = 0{,}5\ l_g (t_g + t).$$

Wird $t = 0$, so sind die Lohnkosten halb so groß wie beim Akkord. Da die Kennlinien oberhalb der Grundzeit wie beim Zeitlohn verlaufen, ist demnach in Abb. 1 HGZ die Lohnkostenlinie. Die Linie des Stundenverdienstes verläuft unterhalb der Grundzeit hyperbolisch, $s = 0{,}5\ l_g + 0{,}5\ \frac{l_g t_g}{t}$, Linie H'G'T' in Abb. 1, die Selbstkostenkennlinie ist durch HUU' gegeben. Wie man sieht, gewinnt der Unternehmer bei Zeitersparnissen an Lohnkosten und an Unkosten, der Anreiz auf Hergabe der vollen Leistung ist daher geringer als beim Stücklohn. Halseys Prämienzeitlohn stellt sich demnach als Teilungssystem oder als gemäßigtes Prämiensystem dar. Es kann übrigens auch abgewandelt werden, indem für die ersparte Zeit ein größerer oder geringerer Lohnsatz vergütet wird. Geometrisch drückt sich dies durch Drehen der Lohnkostenlinie um den Punkt G aus. Grenzlagen sind dabei der Zeitlohn (OG) und der Stücklohn (SG).

Dreht man die Lohnkostenlinie weiter um G über den Stücklohn hinaus, so kommt man zu Prämienzuschlägen auf den Stücklohn. Die geschäftlich vertretbare Grenzlage nach oben liegt dort, wo die wagerechte Lage der Selbstkostenlinie erreicht ist. Der Prämienzuschlag berechnet sich in diesem Falle aus den beweglichen Unkosten nach dem Verhältnis der ersparten Zeit zur Grundzeit. Die Lohnkosten, d. h. der dem Arbeiter auszuzahlende Stückpreis wird bei Zeitersparnissen

$$L = l_g \cdot t_g + \frac{u\,(t_g - t)}{t_g},$$

worin u den einkalkulierten Unkostenbetrag (UG in Abb. 1) bedeutet. Damit fällt dem Arbeiter die gesamte Ersparnis, die durch Steigerung seiner Leistung eintritt, zu. Dieses „Lohnverfahren des vollen Arbeitsertrages" enthält zugleich den stärksten Anreiz auf Steigerung der Leistung.

Selbstverständlich ist dieser starke Anreiz nicht bei allen Arbeitern nötig, wegen der Gefahr der Überlastung der Maschinen und Minderung der Arbeitsgüte nicht einmal immer erwünscht. Ein Ausgleich könnte darin gesucht werden, daß die schärferen Lohnformen mit niedrigeren Grundlöhnen nur auf die weniger fleißigen und willigen Arbeiter angewendet werden. Jedoch erschwert die Verwendung verschiedener Lohnformen im selben Betriebe den Abschluß von Tarifverträgen und die Vorausberechnung der Selbstkosten.

Aus der Schule Taylors sind die Lohnformen mit sprunghafter Änderung der Kennlinien hervorgegangen. Der Betriebsweise Taylors mit ihrer auf genauen Zeitstudien beruhenden Festlegung der Arbeitszeit kommt es ja in erster Linie darauf an, daß die vorgeschriebene Arbeitszeit eingehalten wird. Große Zeitersparnisse sind bei der verläßlichen Bestimmung der Akkordzeiten ohnehin nicht wahrscheinlich; übrigens bietet dieses Verfahren allein die Aussicht, einmal aufgestellte Akkorde dauernd durchzuhalten. Die Lohnformen der Taylorschen Schule gewähren also bei Einhaltung der vorgeschriebenen Arbeitszeit einen Zuschlag (Bonus), der je nach der Stärke des beabsichtigten Anreizes auf 35—85 vH des aus Grundzeit und Grundlohn berechneten Einheitspreises bemessen wird. Der Ansatz ist also ganz willkürlich.

Das Lohnverfahren von Taylor selbst lehnt sich eng an den Stücklohn an. Seine Kennlinien sind nach Abb. 2

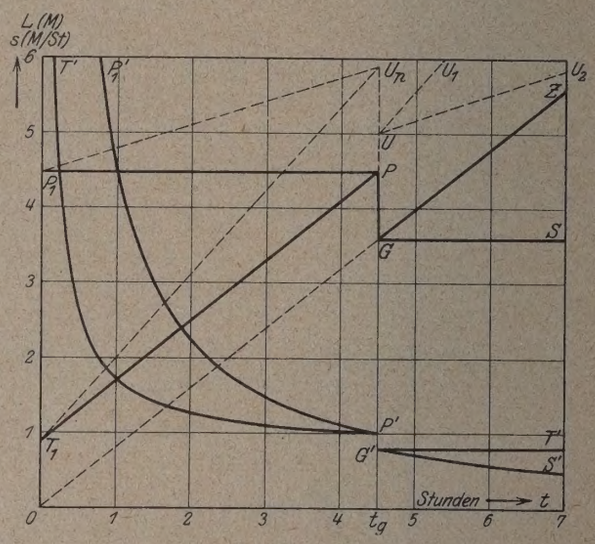


Abb. 2.
Lohnformen mit sprunghafter Änderung der Kennlinien.

die Linienzüge $P_1'P'G'S'$ für den Stundenverdienst, P_1PGS für die Lohnkosten, $P_1U_pUU_2$ für die Selbstkosten. Ein Schüler Taylors, Gantt, setzt den Bonus im Punkte der Grundzeit auf die nach dem Tagelohn berechnete Linie der Lohnkosten auf. Die Kennlinien dieses Ganttschen Prämienlohnverfahrens sind demnach T'P'G'T'' für den Stundenverdienst, T_1PGZ für die Lohnkosten, $T_1U_pUU_1$ für die Selbstkosten. Es scheint jedoch, als ob nach Gantt in manchen Betrieben bei Zeitersparnissen einfach der volle Stückpreis bezahlt wird, so daß sich dieses Verfahren als Abart des Stücklohns mit gewährleistetem Stundenverdienste darstellen würde, nur mit dem Sprung im Prämienpunkte.

Zweifellos ist der plötzlich Sprung mißlich, insbesondere dann, wenn der Arbeiter wegen einer geringfügigen Zeitüberschreitung des Zuschlages verlustig geht. Einer Teilung der Prämienstufe in mehrere kleine widerrät Taylor lebhaft, um den Anreiz auf Einhaltung der vorgeschriebenen Zeit nicht abzuschwächen.

Der Sprung in den Kennlinien erscheint als Prämie sozusagen nur, wenn man das Schaubild von rechts her liest, umgekehrt stellt er sich als Lohnabzug, als Strafe für die Nichteinhaltung der Arbeitszeit dar. Tatsächlich liegt diese Deutung näher; denn da der Unternehmer selbstverständlich die Prämie in die Preisberechnung mit einsetzen muß, würde sie ihm bei einer geringen Überschreitung der Arbeitszeit als Sonderverdienst zufallen. Um den üblen Beigeschmack eines Lohnabzuges nicht aufkommen zu lassen, weisen manche nach Taylor geleitete Betriebe ausfallende Prämien einer Unterstützungskasse oder sonstigen wohltätigen Zwecken zu. Es erscheint daher richtiger, die allmählich ansteigende, in der

Selbstkostenberechnung begründete Zuschlagbemessung anzuwenden, die oben als Lohnform des vollen Arbeitsertrages bezeichnet wurde.

Eine Lohnform, die bei Zeitersparnissen gegen die vereinbarte Grundzeit geradlinig steigende Stundenverdienste gewährt, ist als Prämienlohnsystem Rowan bekannt. Bei Zeitersparnissen gegen die vereinbarte Grundzeit erhöht sich der — im übrigen gewährleistete — Mindestlohn im Verhältnis der ersparten Zeit zur Grundzeit. Dieses Verhältnis kann durch Multiplikation mit Änderungsziffern abgewandelt werden. In Abb. 3 sind 3 solche Formen eingetragen, und zwar mit den Änderungsziffern 0,5, 1 und 1,5. Die entsprechenden Stundenverdienstlinien sind $P_1'G'T'$, $P_2'G'T'$ und $P_3'G'T'$. Die zugehörigen, parabolisch verlaufenden Lohnkostenlinien sind L_1GZ L_2GZ und L_3GZ. Die Kennlinie der Selbstkosten OUU' ist nur für die oberste Linie der Schar gezeichnet.

Der Anreiz auf Steigerung der Leistung ist beim Rowanschen Lohnverfahren im Beginn der Zeitersparnis ziemlich stark, im weiteren Fortschreiten wird er schwächer. Aus der in Abb. 3 eingetragenen Selbstkostenkennlinie ist ersichtlich, daß der Vorteil des Arbeiters je nach der Steigerung der Lohnkostenlinie recht gut gewahrt werden kann, wenigstens für die kleineren Abweichungen von der Grundzeit.

Damit sind die hauptsächlichsten Lohnformen erschöpft, andere haben nur vorübergehende oder untergeordnete Bedeutung erlangen können. Jedenfalls ist zu wünschen, daß sich die Kenntnis der Lohnformen und ihrer Wirkungen recht bald auch in Arbeiterkreisen weiter verbreitet, damit der eng-

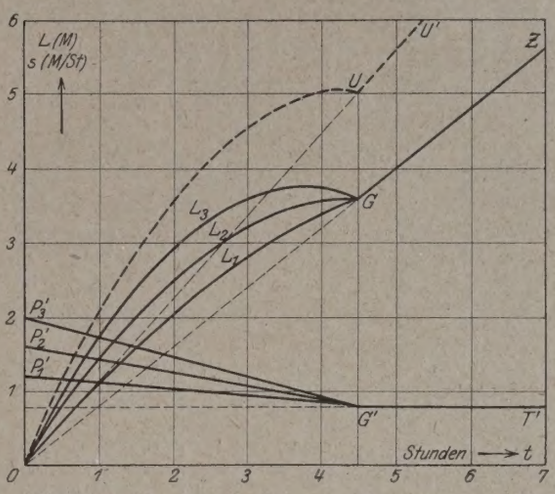


Abb. 3. Lohnformen mit geradlinigem Stundenverdienst.

herzige und unfruchtbare Kampf gegen den Akkord einer großzügigeren, ruhigeren Auffassung Platz macht.

DER WETTBEWERB FÜR ENTWÜRFE ZU EINER VERBINDUNG ÜBER DEN LIMFJORD ZWISCHEN AALBORG UND NÖRRESUNDBY IN DÄNEMARK.

Vom Geheimen Baurat Schaper, Berlin.

(Fortsetzung von Seite 581.)

22. „Himmerland-Thy".

Verfasser: 1. Für die allgemeine Bearbeitung, Gründung und Eisenbetonkonstruktion Carl Brandt, Hamburg-Düsseldorf, unter Anwendung des Gründungsverfahrens des Regierungsbaumeisters a. D. Arthur H. Müller, Blankenese b. Hamburg. 2. Für die Eisenkonstruktion und die bewegliche Brücke Aktiengesellschaft Lauchhammer. 3. Für die ästhetische und architektonische Bearbeitung Architekt Ernst Rentsch, Charlottenburg.

Die neue Verbindung ist in Gestalt einer Brücke mit Überbauten auf festen Pfeilern geplant. Die Verfasser haben zwei Entwürfe eingereicht. Der zuerst bearbeitete Entwurf I sieht eiserne Überbauten mit hochliegenden Hauptträgern (Abb. 99), der Entwurf II unter der Fahrbahn liegende Eisenbetonüberbauten vor (Abb. 100). Der Entwurf II ist als eine Weiterentwickelung des Entwurfes I und daher als Hauptvorschlag anzusehen.

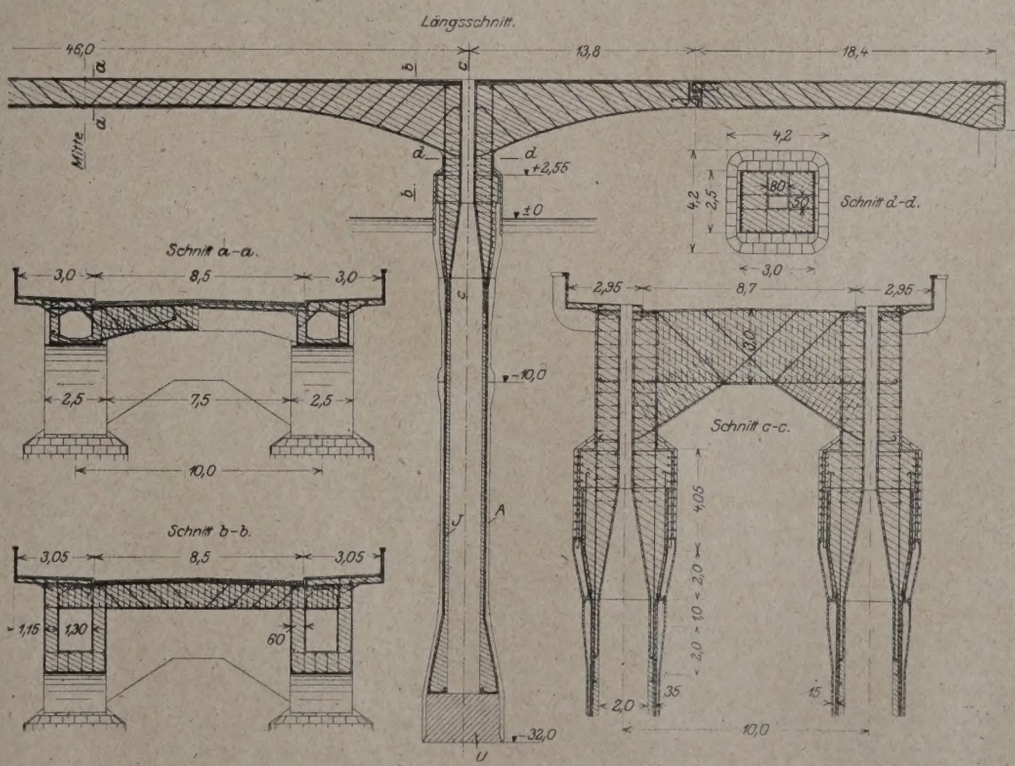


Abb. 102. Einzelheiten der Pfeiler und Überbauten des Entwurfes II.

Das Bestreben der Verfasser ging in richtiger Erkenntnis des Hauptschwerpunktes der Aufgabe dahin, ein einwandfreies, billiges Gründungsverfahren zu verwenden. Es ist ein von den Verfassern schon erprobtes und zum Patent angemeldetes Eisenbetonsenkbrunnenverfahren, von dem noch eingehend die Rede sein wird.

Die neue Verbindung schließ-

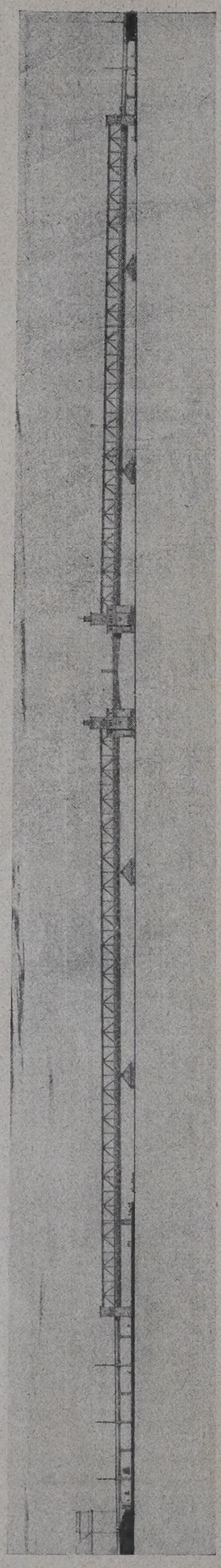


Abb. 99. Übersicht der Brücke mit eisernem Überbau.

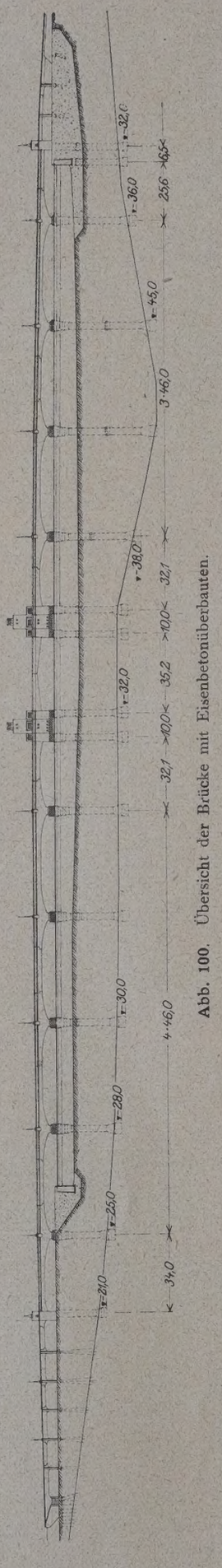


Abb. 100. Übersicht der Brücke mit Eisenbetonüberbauten.

in Aalborg aus verkehrstechnischen Gründen an alter Stelle in der Verlängerung der Vesteraagade an (Abb. 101), überquert den Limfjord in einer mehr rechtwinkligen Lage zur Stromrichtung als die alte Brücke, mündet in Nörresundby östlich von dem jetzigen Anschluß ein und wendet sich dann in einem neuen Straßenzuge dem Markt zu. Die Baugrundverhältnisse in der Achse dieser Verbindung sind recht ungünstig, es muß ein besonders tiefer Schlammkolk überquert werden. Die Verfasser halten

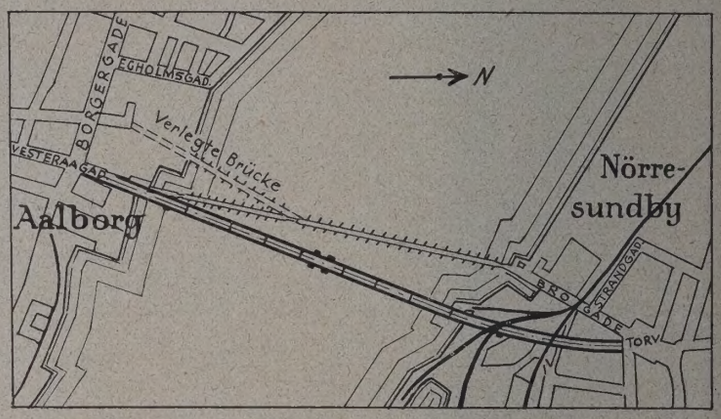


Abb. 101. Lageplan.

aber die verkehrstechnischen Gründe für die Wahl der Lage der Verbindung für so wichtig und die von ihnen vorgeschlagene Gründungsart auch für sehr große Gründungstiefen für so zweckmäßig, daß sie die ungünstigen Baugrundverhältnisse mit in Kauf nehmen zu sollen glauben. Für die Höhenlage der Brücke war die Rücksicht auf die Unterführung der Hafengleise und der Kaistraßen maßgebend. Die Straßenoberkante liegt über dem geplanten Bollwerk auf der Aalborger Seite auf 5,5 m über M.W, auf der Nordseite über dem

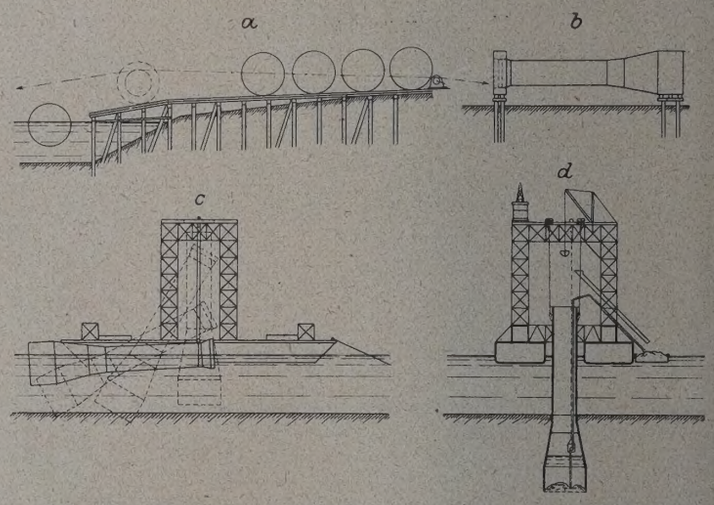


Abb. 103. Herstellung der Senkbrunnen am Lande, ihr Hochrichten auf der Baustelle und ihr Versenken.

späteren Bollwerk auf 7,5 m über M. W. und in der Mitte der Brücke auf 8,5 m über M. W. Die geplanten Bollwerke treten soweit vor den Landpfeilern vor, daß am Wasser ein breiter Verkehrs- und Treidelweg bleibt (Abb. 99 u. 100). Auf der Seite von Nörresundby wird das Hafengelände in beiden Entwürfen im Anschluß an die Strombrücke von einem größeren Überbau von 37 und 34 m Stützweite überbrückt.

Der Schiffdurchlaß ist in beiden Entwürfen mit Rücksicht auf den Durchlaß der Eisenbahnbrücke und auf das gute Aussehen in Brückenmitte angeordnet.

Beim Entwurf I schließen sich zu beiden Seiten des Durchlasses zur Überbrückung des Stromes eiserne Überbauten

über je drei Öffnungen an. Die Hauptträger, die über der Fahrbahn und zwischen dieser und den Fußsteigen liegen, sind Auslegerträger. Sie überbrücken die Seitenöffnungen mit 61,8 m Stützweite, kragen je 12,36 m in die Mittelöffnung vor und stützen hier den 61,80 m weit gestützten Schwebeträger. Bei diesen Spannweiten war es möglich, die tiefste Stelle des schon erwähnten Schlammkolkes zu überbrücken. Die äußeren Umrißlinien der Hauptträger sind die eines Parallelträgers. Diese Form ist hier mit Rücksicht auf die Spannweiten wirtschaftlich und mit Rücksicht auf die Landschaft und auf die benachbarte Eisenbahnbrücke nicht ungünstig. Die Höhe der Hauptträger mißt 7,5 m, die Feldweite 6,18 m. Das Kaigelände auf der Seite von Nörresundby wird von gleichgeformten und gleich hohen Trägern von 37 m Stützweite überbrückt. In der Ebene der unteren und oberen Gurtungen ist je ein Windverband angeordnet.

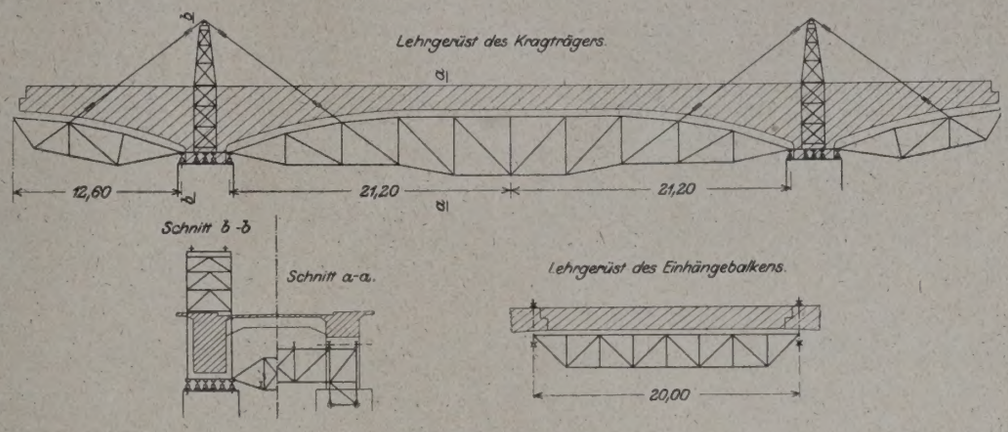


Abb. 104. Lehrgerüst.

Auf der Seite von Nörresundby schließen sich an die eiserne Brücke sieben und auf der Aalborger Seite drei kleine mit Eisenbetonüberbauten überbrückte Öffnungen an.

Die Pfeiler werden von vier zylindrischen Eisenbetonsenkbrunnen gebildet, welche im Kopf durch eine starke Eisenbetonkonstruktion zu einem Rahmengebilde zusammengeschlossen sind. Das Gründungsverfahren selbst ist das gleiche wie bei dem Entwurf II.

Der Gedanke lag nahe, diese Pfeiler mit 4 Senkbrunnen in zwei Pfeiler mit 2 Senkbrunnen aufzulösen und dadurch die Stützweiten einzuschränken. So entstand der Entwurf II (Abb. 100). Es gelang, die Stützweiten so zu vermindern, daß die Überbauten unter die Fahrbahn gelegt und aus Eisenbeton gebildet werden konnten. Hierzu war allerdings eine rahmenartige Ausbildung der Hauptträger erforderlich. Die Überbauten weisen zwei kastenförmige Hauptträger auf (Abb. 102, Schnitt a–a u. b–b), welche in jeder Brückenhälfte — vom Schiffdurchlaß aus gezählt — in der zweiten und vierten Öffnung mit den Pfeilerschäften zu einem rahmenartigen Gebilde zusammengeschlossen sind (Abb. 102, Längsschnitt), das weit gestützt ist und 13,8 m weit in die Nachbaröffnungen vorkragt, um hier einen 18,4 m langen Schwebeträger mit Stahlgelenken zu stützen. Zwischen die beiden Hauptträger sind Querträger gespannt, welche die Fahrbahntafel tragen 46 m (Abb. 102, Schnitt a–a u. b–b). Die Fußsteige sind teilweise ausgekragt. Der Fjord wird beiderseits der Klappbrücken in fünf Öffnungen überbrückt. Daran schließt sich auf der Seite von Nörresundby noch eine größere Öffnung von 34 m Stützweite und 6 kleinere Öffnungen (Abb. 100) und auf der Aalborger Seite 3 kleinere Öffnungen. Bei den verhältnismäßig kleinen Öffnungen der Strombrücke ließ es sich nicht vermeiden, daß einzelne Pfeiler in dem erwähnten Schlammkolk zu stehen kommen. Trotzdem ist die Eisenbetonbrücke, wie eingehende Vergleichsrechnungen gezeigt haben, erheblich billiger als die eiserne Brücke. Alle die Stromöffnungen und die große Landöffnung auf der Nordseite begrenzenden Pfeiler sind auf Senkbrunnen gegründet, die Klappbrückenpfeiler auf 4, die anderen auf 2 solcher Brunnen (Abb. 100). Die Gründungstiefe der Brunnen schwankt zwischen — 21 und — 45 m unter M. W.

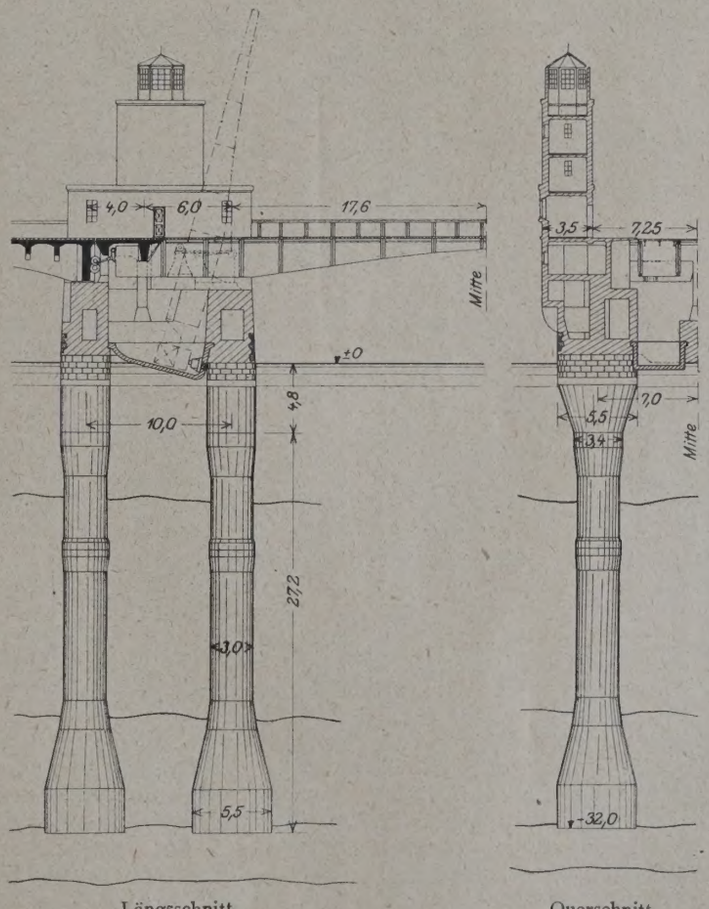


Abb. 105. Klappbrücke mit Pfeiler.

Die äußeren 15 cm starken Mäntel A[1]) der Senkbrunnen (Abb. 102, Längsschnitt) werden in Eisenbeton am Lande liegend hergestellt. Ihr äußerer Durchmesser beträgt 3 m; unten zeigt der Brunnen eine glockenförmige Erweiterung zur Erhöhung der Tragfähigkeit und zur Erleichterung des Absenkens. Die höheren Brunnen müssen in verschiedene Rohrstücke geteilt werden, das unterste Rohrstück ist 22 m lang. Die abgebundenen Rohrstücke werden, um sie schwimmfähig zu machen, an beiden Enden mit wasserdichten Holzdeckeln geschlossen, zu Wasser gelassen (Abb. 103 a u. b) und zur Baustelle geflößt. Hier werden sie von einem Kranfahrzeug (Abb. 103c) gefaßt und nach Entfernung der Deckel aufgerichtet. Dann werden sie von diesem Fahrzeug aus durch Entfernung des Bodens mit Greifern, Spülpumpen und

[1]) Die Mäntel A sind im Längsschnitt der Abb. 102 offen ohne Schraffierung dargestellt.

dergleichen abgesenkt (Abb. 103d). Größere Hindernisse, die von dem Brunnen nicht beiseite gedrückt werden, sollen von einem Taucher beseitigt werden. Um die Versenkung zu erleichtern, soll der Schlammboden kurz vor dem Beginn des Versenkens rings um den Brunnen durch Spülpumpen aufgewühlt werden. Nach der Vollendung des Versenkens soll eine 3 m starke Sandschicht um die Brunnen geschüttet werden, um sie in der Höhe der Oberfläche der Schlammschicht so gut wie möglich einzuspannen. Alle Brunnen sollen einige Meter in den tragfähigen Baugrund hineingesenkt werden. Sollte wider Erwarten in den tieferen Schichten die Reibung an der Brunnenwand durch das Gewicht des Brunnens nicht allein überwunden werden können, so wird das Absenkungsfahrzeug nach Ballasteingabe auf den Brunnen abgesetzt. Nach dem Erreichen der endgültigen Tiefe wird die glockenförmige untere Erweiterung unter Wasser mit Beton gefüllt. Nachdem diese Betonschicht abgebunden hat, wird der Brunnen leer gepumpt und der innere, 35 cm starke Mantel J (siehe Abb. 102, Längsschnitt) in Eisenbeton im Trockenen hergestellt. Das Innere der Brunnen bleibt hohl und ist durch einen Einsteigschacht im Kopf des Pfeilers zugänglich, um das Innere jederzeit nachprüfen zu können, wozu im allgemeinen zwar keine Veranlassung vorliegen dürfte. Die Brunnen erhalten in der Nähe der Wasserlinie zum Schutz gegen Eis und Strömung eine Verblendung aus Granit, die 1 m unter das Wasser reicht. Der unterste Teil dieser Verblendschicht wird am Lande in ein besonderes Aufsatzstück von 3 m Länge eingesetzt. In diesem Aufsatzstück vollzieht sich auch der Übergang aus dem kreisförmigen Querschnitt in einen quadratischen mit abgerundeten Ecken von 4,2 m Seitenlänge, um eine Auflagerung für das Lehrgerüst zu schaffen (Abb. 104) und um in der Längsrichtung in den Rahmenverband mit den Hauptträgern der Überbauten und in der Querrichtung in den Rahmenquerriegel der beiden zu einem Pfeiler gehörigen Brunnen überzuleiten (Abb. 102, Längsschnitt und Schnitt cc).

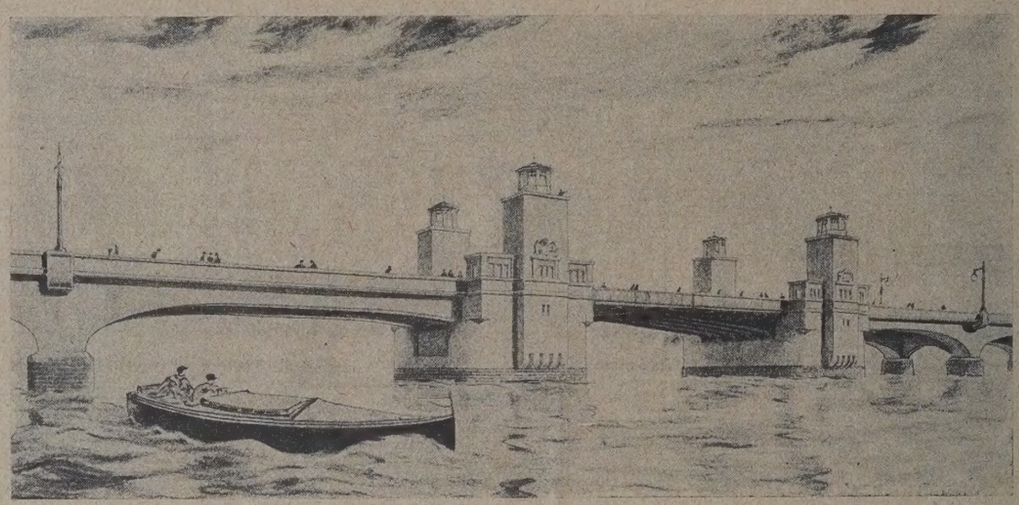


Abb. 106. Ansicht des Klappbrückenteils des Entwurfes II.

Die Rahmenträger der Eisenbetonüberbauten mit ihren beiden Auslegern sollen auf eisernen Lehrgerüsten hergestellt werden (Abb. 104), welche aus drei Teilen, einem Mittelteil und zwei Kragarmen bestehen. Die letzteren sind durch eine Hängekonstruktion mit dem Mittelteil verbunden. Die einzelnen Teile stützen sich mit Kopfschrauben auf die erwähnten Pfeilervorsprünge. Durch die Ausleger wird der Mittelteil des Lehrgerüstes in zweckmäßiger Weise entlastet. Die vier Hauptträger der Lehrgerüste liegen unter den Hauptträgern der Überbauten und sind durch Querträger miteinander verbunden, über die zur Unterstützung der Schalung der Fahrbahn Längsträger gestreckt sind. Die Betonierung beginnt in der Mitte des Mittelteiles und an den Enden der Kragarme und wird von hier nach den Punkten über den Pfeilern fortgesetzt. Hierdurch wird der Entstehung von Rissen mit Sicherheit vorgebeugt. Die Schwebeträger werden ebenfalls auf eisernen Lehrgrüsten betoniert, welche an den abgebundenen Kragarmen der Eisenbetonüberbauten angehängt werden (Abb. 104). Nach genügender Erhärtung des Betons werden die Lehrgerüste abgesenkt und von Prähmen in die nächste Öffnung gefahren.

Der Schiffsdurchlaß hat eine lichte Durchfahrtöffnung von 30 m und im geschlossenen Zustande eine lichte Durchfahrthöhe über M. W. von 7 m, die ungefähr 20 vH. aller Schiffe die Durchfahrt im geschlossenen Zustande gestattet. Die Öffnung ist von einer zweiflügeligen Klappbrücke nach der Bauart Scherzer überbrückt. (Abb. 105). Die unteren, in das Wasser ragenden Teile der Klappenkeller sollen im Trockenen hergestellt, mit Prähmen zur Baustelle geschafft und dort mit Kränen in die Pfeilerköpfe eingesetzt werden.

Die kleinen Pfeiler der Landöffnungen sollen auf Holzpfählen gegründet werden. Für die Strompfeiler halten die Verfasser die Pfahlgründung, für die wegen der Bohrwurmgefahr keine hölzernen Pfähle, sondern nur Eisenbetonpfähle in Frage kommen, nach ihren Erfahrungen mit großen Eisenbetonpfählen im vorliegenden Falle nicht für zulässig. Nach den Untersuchungen, welche die Verfasser an gerammten Eisenbetonpfählen durch Taucher unter Wasser vornehmen ließen, ist bei solchen Pfählen mit vielen Rissen, die auf dem Transport und beim Rammen entstehen, zu rechnen. Diese Risse sind natürlich wegen der Rostgefahr für die Eiseneinlagen im Meerwasser sehr bedenklich. Sie lassen sich wohl teilweise dadurch vermeiden, daß man die Pfähle nicht rammt, sondern einspült. Spülpfähle sind aber nach Ansicht der Verfasser nicht so sicher wie Rammpfähle, da man in dem Spülverfahren nicht wie im Rammverfahren einen Maßstab für ihre Tragfähigkeit hat.

Das Preisgericht hat sich mit seinem Urteil über diesen ausgezeichneten Entwurf ziemlich kurz gefaßt. Es wünscht eine noch mehr rechtwinklige Lage der Brücke zur Stromrichtung, lobt das Aussehen der Brücke, das aber nach seiner Ansicht durch die Turmaufbauten der Klappenpfeiler stark beeinträchtigt wird, und äußert Zweifel an der Standfestigkeit der Pfeiler und an der Sicherheit der Eisenbetonüberbauten. Wir schließen uns dem lobenden Teil des Urteils an; die Zweifel können wir aber nicht teilen. Die eingehenden Darlegungen der Festigkeitsberechnungen und die vorzügliche bauliche Durchbildung der Pfeiler und Überbauten lassen keinen Zweifel an der Sicherheit und Ausführbarkeit der Pfeiler und Überbauten aufkommen. Das Aussehen der Brücke ist sehr ansprechend. Die sehr schön durchgebildeten Aufbauten auf den Klappenpfeilern (Abb. 106) stören das Aussehen der Brücke nicht, sie beleben das Brückenbild gut und betonen den Schiffdurchlaß in richtiger Weise. Wir bedauern es lebhaft, daß der Entwurf „Himmerland-Thy" nicht die ihm gebührende Anerkennung gefunden hat. (Forts. folgt.)

DIE MASCHINENTECHNISCHE AUSBILDUNG DER BAUINGENIEURE AN UNSEREN TECHNISCHEN HOCHSCHULEN.

Ein Beitrag zur „Hochschulreform im Kleinen".

Von Privatdozent Dr. Georg Garbotz, Frankfurt a. M.

Als in den 70er Jahren bei den größeren Kanal- und Eisenbahnbauten erstmalig Maschinen zur Bewältigung der umfangreichen Massen als Ersatz für Menschenarbeit verwendet wurden, ahnten wohl nur wenige Bauingenieure, welchen Umfang im Laufe einiger Jahrzehnte die Einführung maschineller Bauweisen im Tief- und sogar Hochbau annehmen würde. Eine gewisse Skepsis in dieser Richtung wäre und war ja auch verständlich, wenn man bedenkt, welche Schwierigkeiten der Verwendung von Maschinen im Baubetriebe entgegenstanden und meistens noch entgegenstehen. Erinnert sei an die außerordentlich wechselnden Verhältnisse, die eine große Vielseitigkeit der Baumaschinen erforderten (also jeder Spezialisierung und Vereinheitlichung zuwiderliefen[1]), an die Rauheit des Betriebes, die eine weitgehende Überlastbarkeit und Unempfindlichkeit gegen Wind und Wetter bedingten, an die leichte Transport- und Montagemöglichkeit, die der Vergrößerung der Einheiten und Leistungen gewisse Beschränkungen auferlegten, an das mangelhafte maschinentechnische Personal der Baubetriebe, das recht elementare Konstruktionen bedingte, und nicht zum wenigsten an die völlig unzureichende maschinentechnische Ausbildung der in den meisten Baufirmen mit Recht für die Weiterentwicklung des Geräteparkes bis vor nicht allzulanger Zeit maßgebenden Bauingenieure, die einer Vervollkommnung des Baumaschinenbetriebes zum mindesten nicht gerade förderlich war. Wenn wir trotzdem heut in so weitgehendem Maße Maschinen auf den Baustellen verwendet sehen, so ist das in der Hauptsache wohl folgenden Umständen zu verdanken gewesen: einmal hat die Größe der Aufgaben und damit der Umfang der zu bewegenden Massen ständig zugenommen, so daß schließlich mit der Vermehrung der menschlichen Arbeitskräfte allein das gesteckte Ziel nicht mehr zu erreichen war, dann hat der technische Fortschritt (erinnert sei an die Verwendung des Heißdampfes, der Verbrennungsmotoren, der Elektrizität[2]) usw.) befruchtend auf die Verwendungsmöglichkeit der Baumaschinen gewirkt, und schließlich zwangen die steigenden Löhne (besonders unter den heutigen Verhältnissen) zu weitestgehender Ersetzung der Hand- durch Maschinenarbeit auch dort, wo vielleicht frühere Erfolge im wesentlichen der ersteren zu verdanken waren.

Berücksichtigt man, welche Bedeutung gerade dem Bauwesen für den Wiederaufbau zukommt, wie notwendig bei den derzeitigen Verhältnissen eine Steigerung der Wirtschaftlichkeit des Baubetriebes zur Verbilligung der Bauten ist, so ist es nach dem Vorangegangenen klar, wie wesentlich hier für die Vervollkommnung gerade der maschinellen Bauweisen eine gediegene Kenntnis ihrer Geräte und Arbeitsmethoden auf seiten der Baupraktiker, eine weitgehende Heranziehung der Erfahrungen höher durchgebildeter Nachbargebiete von seiten der Hersteller und eine planmäßige Untersuchung der Arbeitsbedingungen durch die Wissenschaft ist.

Was aber haben unsere technischen Bildungsstätten, ich denke hier nur an die Hochschulen, getan, um dieser Entwicklung und ihrer Bedeutung gerecht zu werden? Wir können die Antwort vorweg nehmen und sagen: in allen drei Richtungen so gut wie nichts. Eine Zusammenstellung des in den Lehrplänen den Studierenden des Ingenieurfaches, teils als Pflichtvorlesung, teils wahlfrei gebotenen einschlägigen Stoffes zeigt folgendes Bild.

Semesterstunden.

Vorlesung	Berlin		Braunschweig		Breslau		Darmstadt		Dresden		Hannover		Karlsruhe		München		Stuttgart	
	Bauing.	Arch.	Bauing.	Arch.	Bauing.	Arch.	Bauing.	Arch.	Bauing.	Arch.	Bauing.	Arch.	Bauing.	Arch.	Bauing.	Arch.	Bauing.	Arch.
1. Einführung in das Maschinenwesen	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	4	3	—	—	—	—	—	—
2. Allgem. Maschinenlehre	—	—	3	—	—	—	6	3	4	—	—	—	—	—	—	3	—	—
3. Maschinenkunde	22	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	3	—	9	—	4	—
4. Grundzüge des Maschinenbaues	—	—	2	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
5. Skizzierübg. in Maschinenkunde	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	4	—	—	—	—	—
6. Maschinenelemente	—	—	—	—	—	—	5	—	—	—	9	—	—	—	—	—	—	—
7. Maschinenzeichnen	—	—	6	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
8. Mech. Technologie	—	—	—	—	—	—	2	—	—	—	—	—	—	—	10	—	—	—
9. Grundzüge der Elektrotechnik	—	—	2	—	—	—	2	2	—	—	5	—	—	—	—	—	2	—
10. Elektrotechnik	—	—	—	—	—	—	—	—	3	—	—	—	—	—	—	—	—	—
11. Baumaschinen (Hebezeuge, Pumpen, Bagger)	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	7	—	—	—	—	—	—	—
12. Baumaschinen und Verkehrsanlagen	8	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
12. Baumaschinenzeichnen	—	—	—	—	—	—	3	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
	30	—	13	—	—	—	18	5	7	—	25	3	7	—	19	3	6	—

[1]) Dr. Georg Garbotz, Der Vereinheitlichungsgedanke im Baumaschinenwesen, Der Bauingenieur 1921, Nr. 1.

[2]) Dr Georg Garbotz, Die Elektrizität im Baubetriebe, ETZ 1921.

Von einer einheitlichen auf den speziellen Zweck der Bauingenieure zugeschnittenen, auf Erfahrungen beruhenden maschinentechnisch-wirtschaftlichen Ausbildung ist, abgesehen von Berlin, nichts zu merken. Was dem Studierenden vorgesetzt wird, ist eine mehr oder minder umfangreiche, lose Aneinanderreihung einzelner maschinentechnisch-konstruktiver Übersichts- oder Einführungsvorlesungen, die durchweg den Mangel haben, daß sie das Gebiet weder ausschöpfen noch selbst in organischem Zusammenhang stehen. Da werden z. B. eine große Menge konstruktiver Einzelheiten über ortsfeste Kessel und womöglich Berechnungsbeispiele gebracht. Wie aber ein Lokomobilkessel ausgezogen wird, wie man die Rohre wechselt, was für die Kesselrevisionen zu tun ist u. a., wird nicht gebracht! Oder aber der Studierende hört eine Menge über Dampfturbinen und Wasserkraftmaschinen. Welchen Kohlen- und Wasserverbrauch aber etwa seine Lokomotiven und Löffelbagger haben, weiß er nicht! Er lernt vielleicht eine Handkabelwinde zeichnen, wie aber Einketten- oder Vierseilgreifer arbeiten, weiß er nicht! Am schlimmsten steht es jedoch mit der Elektrotechnik. Bei der weitgehenden Verbreitung des elektrischen Stromes ist ein Bauingenieur, der nicht wenigstens die charakteristischen Unterschiede zwischen Gleich- und Drehstrommaschinen kennt, ein Unding. Und doch haben nur einige Hochschulen die Grundzüge der Elektrotechnik in ihren Studienplänen. Selbstverständlich soll der allgemein bildende Charakter derartiger Vorlesungen wie der oben angedeuteten, der ja ganz im Zuge der praktischen Hochschulreformbestrebungen liegt, nicht geleugnet werden. Aber er müßte eben unter dem Gesichtspunkte der Zweckmäßigkeit für den angehenden Bauingenieur zur Auswirkung kommen. Eins schickt sich aber nicht für alle. Was für den Maschineningenieur, den Elektrotechniker oder Chemiker vielleicht geeignet ist, braucht es noch lange nicht für den Bauingenieur zu sein.

Vorlesungen über Baumaschinen für Maschineningenieure gibt es überhaupt nicht. Und doch ist eine ganze Industrie mit ihrem Fortschritt darauf angewiesen, sich des jungen Nachwuchses zu bedienen, der womöglich niemals auf der Hochschule einen Löffelbagger, eine Ramme oder ähnliche Baugeräte zu Gesicht bekommen hat, wieviel weniger etwa über die Betriebsbedingungen, unter denen derartige Geräte arbeiten, etwas gehört hat.

Auch die Beschäftigung der Wissenschaft mit den Eigenarten des maschinellen Baubetriebes ist gleich Null. Abgesehen von dem klassischen Werk, dem Handbuch der Ingenieurwissenschaften, dessen 4. Teil die Baumaschinen behandelt, sind eigentlich nur sehr spärlich einige kleinere Abhandlungen aus der Praxis erschienen[3]). Und auch dieses Handbuch bringt nur die Baumaschinen im engeren Sinne und läßt weite Gebiete des maschinellen Baubetriebes unbeachtet. Für Forschungszwecke auf dem Gebiete des Baumaschinenwesens aber sind an den Hochschulen weder Einrichtungen noch die erforderlichen Mittel vorhanden.

Was Wunder, wenn der Erfolg dieser unzureichenden Einstellung des Hochschulbetriebes auf die Forderungen der Praxis ein recht bescheidener ist.

Kommt der neugebackene Bauingenieur von der Hochschule auf die Baustelle, so hat er vielleicht im günstigsten Falle in seinen Fachvorlesungen einmal von den Geräten gehört, mit denen er jetzt arbeiten soll. Was er aber von ihnen verlangen kann, wie sie montiert und transportiert werden, welche Betriebsstörungen auftreten können und wie sie zu beseitigen sind oder besser ihnen vorzubeugen ist, welche staatlichen oder sonstigen Vorschriften für Aufstellung und Betrieb bestehen usw., sind ihm böhmische Berge. Er wird also vollständig von dem Wohlwollen und Können seiner Maschinisten und Maschinenmeister abhängig sein. Statt zu führen, ist er der Geführte, wenn nicht gar Angeführte.

Auch bei Entwürfen, Voranschlägen usw. im Büro macht sich der Mangel in gleicher Weise bemerkbar. Irgendwelche Begriffe über die Leistungsfähigkeit unter verschiedenen Betriebsverhältnissen, die Material- und Brennstoff- oder Energieverbrauchszahlen, die Reparatur-, Montage-, kurz die ganzen Betriebskosten der Baugeräte fehlen vollständig. Es ist dem Bauingenieur auch meist außerordentlich schwer, sich später derartige Zahlen anzueignen, denn jeder Einzelne sucht aus manchmal ganz gesundem Geschäftsegoismus seine Erfahrungszahlen für sich zu behalten, und in der Praxis tritt mehr oder minder eine Spezialisierung ein, die leicht den geistigen Horizont einengt. Wer sich als tüchtiger Bauleiter in Tunnelbetrieben bewährt hat, wird immer wieder seiner Erfahrungen wegen hierzu herangeholt werden, dagegen wird ihm die Veranschlagung etwa eines Abraumbetriebes dann einige Schwierigkeiten bereiten.

In gleicher Weise, nur in weit höherem Maße, fehlt dem etwa in eine Baumaschinenfabrik oder eine Baufirma als Konstrukteur oder Betriebsingenieur eintretenden Maschineningenieur jeder Begriff von den Betriebsbedingungen der Baugeräte. Zwar ist der Maschineningenieur in der Baufirma in der Lage, diesen Mangel bei dem nötigen Verständnis, oft allerdings erst durch eigenen oder zu anderer Schaden, bald auszugleichen. Sein Kollege in der Fabrik aber kann nie das rechte Verständnis dafür bekommen, wo nun aus betrieblichen Gründen konstruktive Änderungen vorgenommen werden müssen, es sei denn, sie werden ihm beim Kauf von der Baufirma vorgeschrieben. Die Folge davon ist eine Rückständigkeit konstruktiver Lösungen im maschinellen Baubetrieb, bei der man oft erstaunt fragen muß, wie konnte man sich jahrzehntelang mit so primitiven Hilfsmitteln bescheiden. Diese Rückständigkeit wurde allerdings noch verstärkt durch die Tatsache, daß einmal die Baufirmen nur sehr zögernd sich entschlossen haben, der Bedeutung des Maschinenbetriebes durch die Einstellung modern und großzügig denkender akademisch gebildeter Maschineningenieure Rechnung zu tragen, so äußerte vor nicht allzu langer Zeit der Leiter einer unserer größten Baufirmen, für die Verwaltung des Geräteparks brauche er keinen Akademiker, er rufe sich dann am besten einen Maschinenmeister heran, und daß die Verbindung zwischen Fabrik und Betrieb oft aus falscher Eigenbrödelei und Geheimniskrämerei vielfach nicht vorhanden ist. Hier hat vor allem die Wissenschaft als verbindendes Element völlig gefehlt. Es wird dem maschinellen Baubetrieb daher nur sehr schwer werden, aus seinem recht handwerksmäßigen Rahmen herauszukommen.

Wie ist nun diesem offenbaren Mangel abzuhelfen? Es ist selbstverständlich nicht möglich, ohne Fühlungnahme mit weiteren Fachkreisen konkrete Vorschläge zu machen. Ein Programm aber, wie es aus den Erfahrungen der Praxis entsprungen ist und bereits den, wenn auch nicht ungeteilten Beifall engerer Wissenschaftskreise gefunden hat, soll hier zur Diskussion gestellt werden, wobei die Eingliederung in die modernen Hochschulreformbestrebungen unschwer zu ermöglichen wäre.

Das erste wäre eine von den Betriebserfordernissen der Baupraxis beherrschte einheitliche Pflichtvorlesung über „Maschinenwesen beim Baubetriebe" für Bauingenieure und Architekten in der Hand eines maßgebenden Mitgliedes der Ingenieurabteilung (etwa wie in Berlin).

Das zweite ist eine auf den eigentlichen Fachvorlesungen aufbauende, die konstruktiven Sonderfolgerungen der Bauverhältnisse in den Vordergrund schiebende ähnliche Wahlvorlesung für Maschineningenieure.

Das dritte ist die Schaffung von Forschungsmöglichkeiten auf dem Gebiete der Baumaschinen.

Reformfreudige Hochschullehrer und überlastete Studenten werden gemeinsam aufbegehren: schon wieder eine neue Vorlesung zur Beschränkung der freien Zeit! Und sie hätten nicht ganz Unrecht! Betrachten wir aber die Studien-

[3]) Literatur hierüber siehe Dr. Georg Garbotz, Betriebskosten und Organisation im Baumaschinenwesen, Springer, Berlin 1921.

pläne der Hochschulen, die ihren Bauingenieuren ein etwas umfangreicheres maschinentechnisches Rüstzeug bieten, so sehen wir etwa Berlin mit 30, Hannover mit 25, Darmstadt mit 18, München mit 19 Semesterstunden das Studium eines Bauingenieurs belasten. Dieses Übermaß an Stunden ist ohne Zweifel der starken Verzettelung des Stoffes in Einzelvorlesungen zuzuschreiben. Faßt man den Stoff in geeigneter Weise zusammen, so läßt sich nach den Erfahrungen des Verfassers bequem mit etwa 12 Stunden auskommen. Es wären zu bringen:

1. Einführung: Geschichtliche Entwicklung, Bedeutung des Maschinenwesens, Wichtigkeit wirtschaftlicher Verwendung und Verwaltung, Wesen der Maschine, Eigenarten des Baubetriebes, Arten der Maschinen aus den Anforderungen der Baustellen, Programm,
2. das Wesentliche aus der mechanischen Technologie,
3. das Wesentliche aus den Maschinenelementen,
4. die Dampfkessel im Baubetriebe: Geschichte, theoretische Grundlagen, Bauarten, technische Daten, Leistungen, Kosten, Betriebserfordernisse, Lieferanten, Literatur,
5. die Dampfmaschinen im Baubetriebe (auch Turbinen) wie oben,
6. die Verbrennungsmotoren im Baubetriebe (und sonstige Kraftmaschinen) wie oben,
7. die elektrischen Maschinen im Baubetriebe (hier fließen von selbst die notwendigsten Grundlagen der Elektrotechnik mit ein) wie oben,
8. Aufbereitungsmaschinen wie oben,
9. Lüftungsmaschinen und Kompressoren ,,
10. Bohrgeräte ,,
11. Pumpen im Baubetrieb ,,
12. Werkzeugmaschinen im Baubetrieb ,,
13. Hebezeuge im Baubetrieb ,,
14. Rollmaterial im Baubetrieb ,,
15. Straßenfahrzeuge und -walzen ,,
16. Wasserfahrzeuge im Baubetrieb ,,
17. Bagger ,,
18. Rammen ,,
19. Gerätebedarf der Baustellen
20. Verwaltung des Geräteparkes: Gliederung des Apparates: Aufgaben der kaufmännischen Abteilung, Einkauf, Buchhaltung, Versicherung, Statistik, Magazine: Aufgaben der maschinentechnischen Abteilung: Beschaffung, Verwendung, Instandhaltung der Geräte, Unterlagen- und Materialiensammlung, Kartei, Zeichnungssammlung, Ersatzteilvorhaltung, Vereinheitlichung usw.
21. Bau- und Reparaturwerkstätten.

Dabei sind selbstverständlich, um dem Bauingenieur den Überblick und Zusammenhang zu wahren, etwa bei den Kesseln im Baubetrieb auch skizzenhaft die stationären Landdampfkessel (soweit das aus Gründen der Systematik erforderlich ist) oder etwa bei den Kraftmaschinen auch die Dampf- und Wasserturbinen usw. zu bringen. Aber wohlgemerkt, es handelt sich um eine Zweckvorlesung. Überflüssiger Ballast wäre über Bord zu werfen, um das Gehirn und die Zeit nicht unnötig zu belasten. Die Darstellung aber soll durchweg von dem Gedanken beherrscht sein, die Geräte nicht losgelöst von ihrer Zweckbestimmung, sondern im Rahmen ihrer praktischen Betriebsverhältnisse vorzuführen. Die Verwendung von Maschinen in Baubetrieben erfolgt aus wirtschaftlichen Gründen. Wirtschaftliche Zusammenhänge werden also im Vordergrunde stehen. Die Vorlesung ist durch praktische Übungen auf Baustellen (hier wären mindestens 2—3 Monate der praktischen Tätigkeit auf größeren Baggern, Lokomotiven, in Reparaturwerkstätten usw. zu verbringen) oder Lagerplätzen größerer Baufirmen, die hier aus guten Gründen ihre Unterstützung nicht versagen werden, zu ergänzen und zu festigen.

Ganz anders muß die Vorlesung für Maschineningenieure gestaltet sein. Sie hat sich wesentlich dem Studienplan der Maschineningenieurabteilung anzupassen, denn sie muß unter allen Umständen die Kenntnis etwa der Maschinenelemente, der Dampfkessel, Kraftmaschinen, elektrischen Maschinen, Pumpen usw. voraussetzen. Es fallen daher die Punkte 2 bis 7 vollständig heraus. Die ganze übrige Darstellung aber muß als roter Faden „die konstruktiven Folgerungen aus den vorhandenen Betriebsverhältnissen des Baubetriebes" durchziehen. Hier wären auch rechnerische Grundlagen zu geben, soweit sie nicht bereits anderweitig gebracht sein. Die Vorlesung selbst kann wesentlich kürzer gehalten sein als die für Bauingenieure; man wird mit 6—8 Semesterstunden auskommen. Für praktische Vorführungen wird man auf die Unterstützung der Fabriken und Baufirmen rechnen müssen und dürfen. Die Befruchtung der konstruktiven Lösungen im Baumaschinenwesen wird dieses Entgegenkommen hundertfältig bezahlt machen.

Als verbindendes Element aber zwischen Verbraucher und Hersteller von Baugeräten schwebt dem Verfasser die wissenschaftliche Forschung vor. Selbstverständlich kann nun nicht verlangt werden, daß etwa jeder Baumaschinenlehrstuhl die ganzen Einrichtungen eines eigenen wissenschaftlichen Instituts sich angliedern soll. Auch die Existenz eines von den Hochschulen und der Praxis getrennten Forschungsinstitutes, das seine geistige Nahrung etwa durch Fragebogen sammeln wollte, würde etwas Lebloses darstellen. Etwas Fruchtbares läßt sich hier nur von der Gesamtheit der Hochschulen und der Industrie schaffen, wenn die Praxis durch schöpferische Geister aus ihren Reihen zeigen kann, wo der Schuh drückt. Den aus ihr stammenden Problemen selbständig mit wissenschaftlicher Gründlichkeit nachgehen, wozu die Praxis meist keine Zeit und Mittel hat, wäre wohl eine dankbare Aufgabe.

Schon die letzten skizzenhaften Ausführungen zeigen aber auch, wo die Hauptschwierigkeiten der ganzen Reform des Lehr- und Forschungsbetriebes im Baumaschinenwesen liegen. Die notwendige enge Verbindung zwischen der Stube des Gelehrten und den Betriebsstätten der Baufirmen oder den Werkstätten der Fabriken ist unter den heutigen Verhältnissen fast nicht zu erreichen. Einmal scheuen Baufirmen und Fabriken aus leicht begreiflichen Gründen sich, den Vertretern der Wissenschaft Zutritt zu ihren Betrieben zu gewähren oder aber ihr Erfahrungsmaterial zur Verfügung zu stellen, und dann rächt sich die Rückständigkeit der Hochschulen auf dem Gebiete des Baumaschinenwesens an ihnen selbst. Denn der Bauingenieur als Bindeglied kann nicht in Frage kommen. Seine maschinentechnischen Kenntnisse sind meist zu mangelhaft und sein Können zu sehr auf das Verdienen als vornehmsten Zweck eingestellt, um ihn die große Linie bei der Vervollkommnung seines Geräteparkes auch dort erkennen zu lassen, wo sich der klingende Erfolg mal nicht gleich zwischen zwei Bilanzen zeigt. Der Maschineningenieur im Baubetrieb aber ist, abgesehen von den nur sehr selten anzutreffenden gleichzeitigen guten elektrotechnischen Kenntnissen, vielfach auf einen so kleinen Horizont eingestellt, daß auch er für schöpferische wissenschaftliche Arbeit kaum in Frage kommt. Man sehe doch nur in die Baufirmen hinein. Auf den meisten Baustellen gibt es überhaupt keine Maschineningenieure. Kleinere Firmen behelfen sich meist auch bei größeren Betrieben mit Maschinenmeistern oder allenfalls Technikern. Wo aber wirklich ein tüchtiger, modern denkender Akademiker sich einmal in den Baubetrieb verirrt, läuft er nach kurzer Zeit in besser bezahlte und aussichtsreichere andere Industriezweige fort, weil ein Vorwärtskommen in den Baufirmen meist unmöglich ist. Die Leiter aber der Geräteverwaltungen größerer Unternehmungen, die wohl über die erforderlichen Erfahrungen und den nötigen Weitblick verfügen würden, dürften kaum einen amtlichen Lehrstuhl mit einem privaten Direktorsessel vertauschen wollen. Und doch ist das die einzige Möglichkeit, das erstrebte Ziel zu erreichen. Nur wenn sich die Hochschulen an die Praktiker wenden, besteht Aussicht auf Erfolg. Denn von hier können neben den ständigen guten Beziehungen zur Praxis allein die Anregungen zur vervollkommnenden wissen-

schaftlichen Arbeit und die richtige Auffassung über das, was der angehende Bauingenieur als Rüstzeug erhalten muß, kommen. Die Übertragung derartiger Aufgaben an tüchtige Maschineningenieure aus anderen Fachgebieten kann nur als Notbehelf bezeichnet werden. Denn wie Textilmaschinenbau oder landwirtschaftliche Maschinenkunde nur von Praktikern auf diesem Gebiete fruchtbringend bearbeitet werden können, so auch hier bei dem Maschinenwesen im Baubetriebe. In der Personalunion von Lehrstuhlinhaber und in der Praxis stehendem Baumaschineningenieur liegt, wie oben angedeutet, des Pudels Kern. Sache der Hochschulen wird es sein müssen, einen Modus vivendi zu finden.

ZOLLSPEICHER AUS EISENBETON IN MONTEVIDEO.

Von Dipl.-Ing. Richard Eisenmenger, Ingenieur der Allgemeinen Hochbau-Gesellschaft m. b. H., Düsseldorf.

In Montevideo, der aufstrebenden Hafenstadt am La Plata in Südamerika, wurden seitens der Regierung des Staates Uruguay in den Jahren 1911—1913 umfangreiche Lagerhausbauten, die für die Zollabfertigung der über See ankommenden Güter dienen, erstellt. Unter den zahlreichen Angeboten, die in dem von der Regierung ausgeschriebenen für alle Länder offenen Wettbewerb von holländischen nordamerikanischen, französischen und hauptsächlich von deutschen Firmen abgegeben wurden, war das Angebot der Allgemeinen Hochbau-Gesellschaft m. b. H., Düsseldorf, das günstigste, vornehmlich wohl, weil sich die vorgeschlagene Gründung der Gebäude als die zweckmäßigste und gleichzeitig als die billigste erwies.

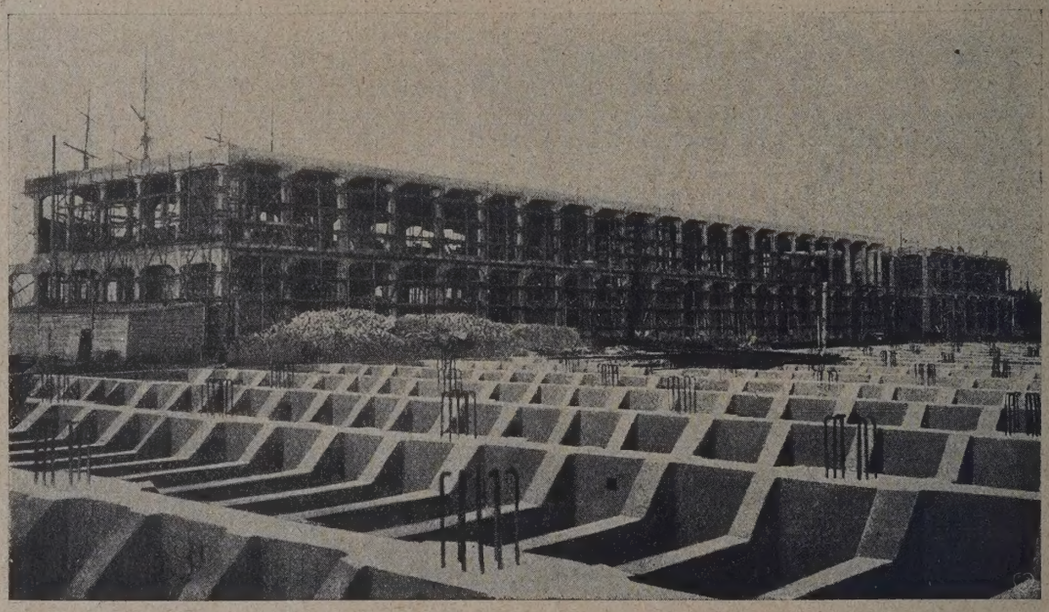


Abb. 1. Fundamentplatte und Ansicht der großen Lagergebäude in Montevideo.

In der Ausschreibung war der Bau von sechs großen Zollspeichern, die Keller-, Erd-, I. und II. Obergeschoß erhalten sollten, und von zwei eingeschossigen Speichern vorgesehen. Die ersteren kamen mit einer Länge von 126 m und einer Breite von rund 37 m zur Ausführung, jedoch ohne Keller und II. Obergeschoß, außerdem die beiden eingeschossigen Gebäude, je 110 m lang und 30 m breit.

Die großen Zollspeicher (Abb. 1 bis 4) kamen auf eine Mole zu stehen, die in die Hafenbucht von Montevideo hinausgebaut ist. Die Mole, die etwa zwei Jahre vorher fertiggestellt worden war, besteht aus gleichlaufend miteinander angeordneten auf Felsboden gegründeten Mauern mit einer Abschlußwand an der einen Schmalseite; die Auffüllung erfolgte durch Einspülen von Sand. Zwischen den beiden Reihen der Zollspeicher wurde eine breite Ladestraße, neben der sich vier Eisenbahngleise befinden, vorgesehen. Für die Gründung der Gebäude hatte die Allgemeine Hochbau-Gesellschaft durchgehende Eisenbetonplatten vorgesehen; die Gründung mittels Brunnen, Pfählen u. dergl., wie sie von verschiedenen Seiten vorgeschlagen wurde, war entweder

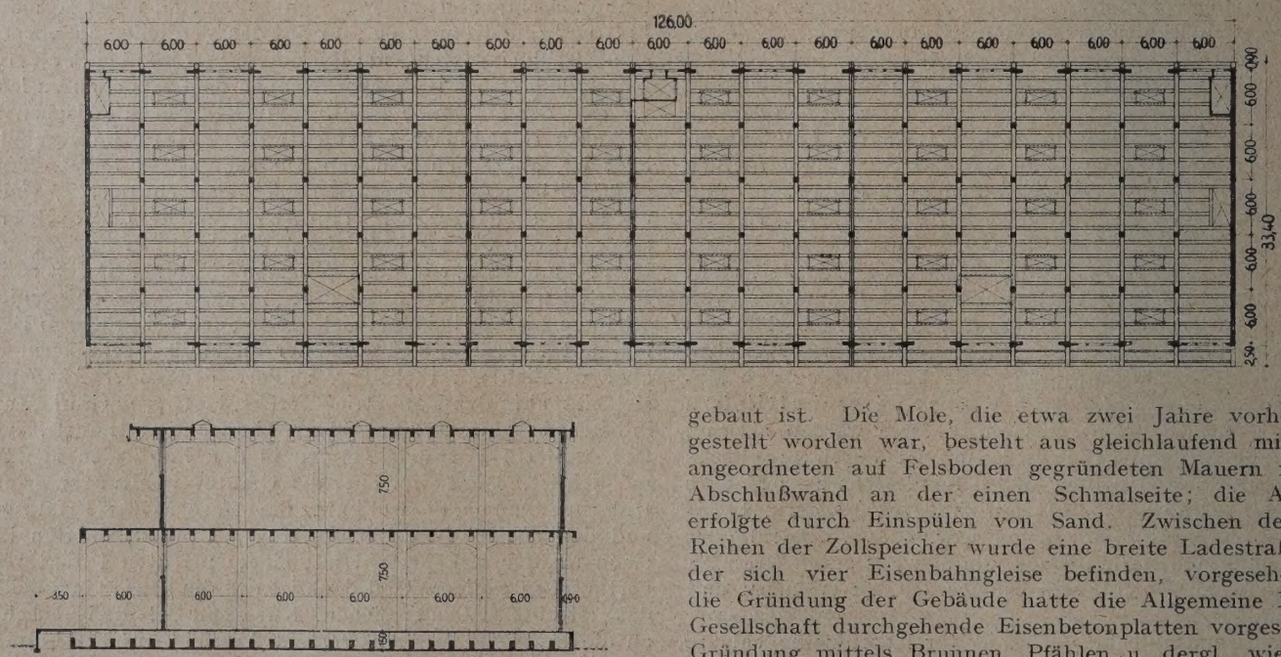


Abb. 2. Grundriß des I. Obergeschosses und Querschnitt.

Abb. 3. Innenansicht des I. Obergeschosses.

zu teuer oder erwies sich bei eingehender Prüfung als undurchführbar. Da die Wasserhaltung, die im Angebot nicht gefordert war, zu große Kosten verursacht hätte, wurde seitens der Regierung von der Herstellung des Kellergeschosses abgesehen. Außerdem ordnete sie ebenfalls aus Ersparnisgründen an, daß das II. Obergeschoß wegfallen solle; sein Bau soll späteren Zeiten vorbehalten sein.

Die Einzelheiten der Bauarbeiten sind aus den beigegebenen Abbildungen zu erkennen. Für die tragenden Teile der Gebäude ist durchweg Eisenbeton mit Rundeisenbewehrung verwendet worden. Die Decken sind mit 2500 kg/qm Nutzlast unter Zugrundelegung der jeweils ungünstigsten Laststellungen berechnet worden. Den Ausschreibungsbestimmungen entsprechend erfolgte die Berechnung nach den amtlichen preußischen Bestimmungen von 1907. Die Deckenplatte hat eine Stützweite von 1,5 m und liegt auf den gleichlaufend mit der Längsachse des Gebäudes angeordneten Nebenträgern auf, die ihrerseits die zwischen den Stützen gespannten Hauptunterzüge belasten; diese sowohl wie die Nebenträger sind an den Auflagerstellen mit Abschrägungen versehen. Wegen der großen Auflagerdrücke mußte auf die Schubbewehrung besondere Sorgfalt verwendet werden.

An der Wasserseite ist im Erdgeschoß außerhalb der Abschlußwände eine weitere Stützenreihe vorhanden, welche die Plattform des Obergeschosses, für die ebenfalls eine Belastung von 2500 kg/qm vorgeschrieben war, trägt. Der äußerste Längsträger hat außerdem eine Belastung durch Halbportalkrane aufzunehmen, deren eine Schiene auf dem Unterzug befestigt ist. An der Straßenseite ist die Erdgeschoßdecke rd. 1,0 m ausgekragt. Wie bereits erwähnt, soll auf das Obergeschoß später ein weiteres Geschoß aufgesetzt werden; demgemäß mußte diese Decke (Abb. 2 u. 3) als Geschoßdecke für eine Nutzlast von 2500 kg/qm berechnet werden. Die Ausbildung der Obergeschoßdecke ist im ganzen dieselbe wie die der Erdgeschoßdecke. Um jedoch die Notwendigkeit künstlicher Beleuchtung zu vermeiden, solange das eigentliche Dachgeschoß noch nicht vorhanden ist, wurden in jedem zweiten Deckenfeld fünf Oberlichte angeordnet. Die Öffnungen hierfür sind so ausgebildet, daß sie später unschwer mit Eisenbetonplatten geschlossen werden können. Die Auskragungen der Decke betragen an der Straßenseite rd. 80 cm, an der Wasserseite dagegen 2,5 m, so daß hier eine Plattform entsteht, die das Einbringen der von den Kranen abgestellten Güter in das spätere Dachgeschoß erleichtert. Auf die Obergeschoßdecke wurde eine Asphaltdeckung aufgebracht. Die Stützen, deren Abstand voneinander nach

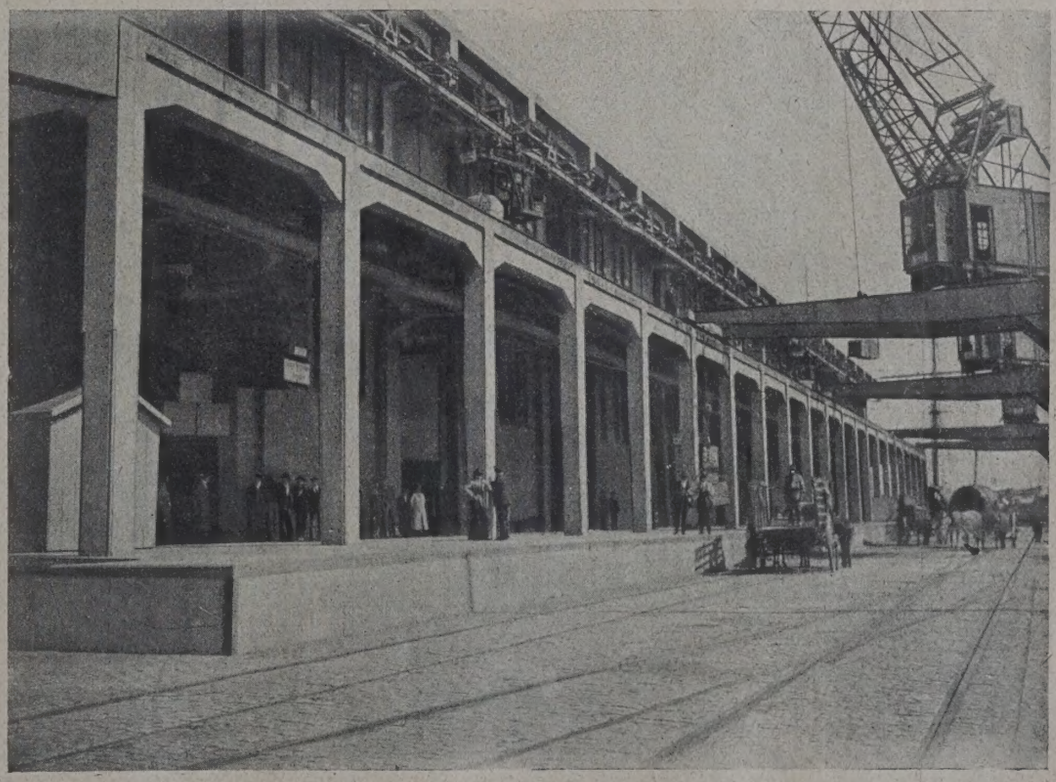


Abb. 4. Lagergebäude mit Krananlage in Montevideo.

jeder Richtung 6 m beträgt, haben quadratischen Querschnitt.

Die Gründungsplatten (Abb. 1 u. 2) wurden auf der Sandschüttung der Mole betoniert. Sie wurden verhältnismäßig sehr stark, da sie für die Belastung durch zwei Geschoßdecken mit je 2500 kg/qm Nutzlast und durch die spätere Dachdecke ausgebildet werden mußten. Die Platte besteht aus einer verhältnismäßig dünnen Decke mit obenliegenden Haupt- und Nebenrippen; die Nebenrippen haben an den Auflagern starke Schrägen erhalten. Die Stützen stehen auf den 1,50 m hohen Hauptüberzügen und sind mit diesen durch Dübel verbunden. Die Auffüllung der Platten erfolgte mit Sand, darüber wurde der Erdgeschoßfußboden betoniert. Anschließend an die Gründungsplatten befindet sich an der Wasserseite eine Eisenbetonrampe von 3,50 m Breite, an der Landseite eine solche von 90 cm. Die gleichmäßige Beanspruchung des Baugrundes ergab sich zu 1,3 kg/qcm, wobei das Eigengewicht der Platte einschließlich der Auffüllung berücksichtigt ist. Eine Setzung ist bei den Gebäuden, trotzdem auf den aufgeschütteten Sand gebaut wurde, und trotz der sehr wechselnden großen Belastungen nicht beobachtet werden. Abb. 1 zeigt die Aufnahme eines Teiles einer Gründungsplatte, während im Hintergrund zwei im Rohbau nahezu fertige Zollspeicher zu sehen sind; dazwischen befindet sich die Ladestraße.

Die Treppen und Aufzugsschächte in den Gebäuden sind in Eisenbeton ausgeführt. Die ein Stein starken Abschlußwände sind in Ziegelsteinen gemauert. Die Toröffnungen im Erd- und Obergeschoß sind durch eiserne Schiebetore abgeschlossen. Die Bauten sind außen unverputzt geblieben. Jedes Gebäude hat zwei Ausdehnungsfugen erhalten, welche durch Unterzüge und Stützen durchgehend das Gebäude in drei gleich große Stücke von je 42 m unterteilen; die Dichtheit der Fuge in der Dachdecke ist durch eine besondere Blechkonstruktion bewerkstelligt worden. Die Ausdehnungsfugen haben sich bei den großen Temperaturunterschieden, die in dem subtropischen Gebiet auftreten, aufs beste bewährt.

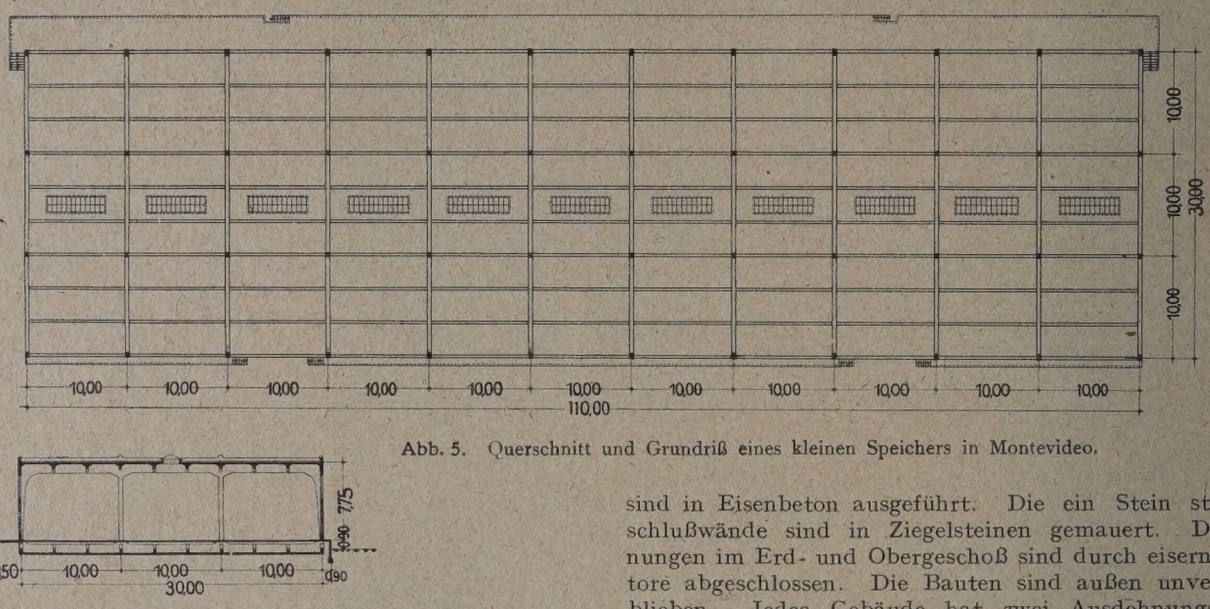


Abb. 5. Querschnitt und Grundriß eines kleinen Speichers in Montevideo.

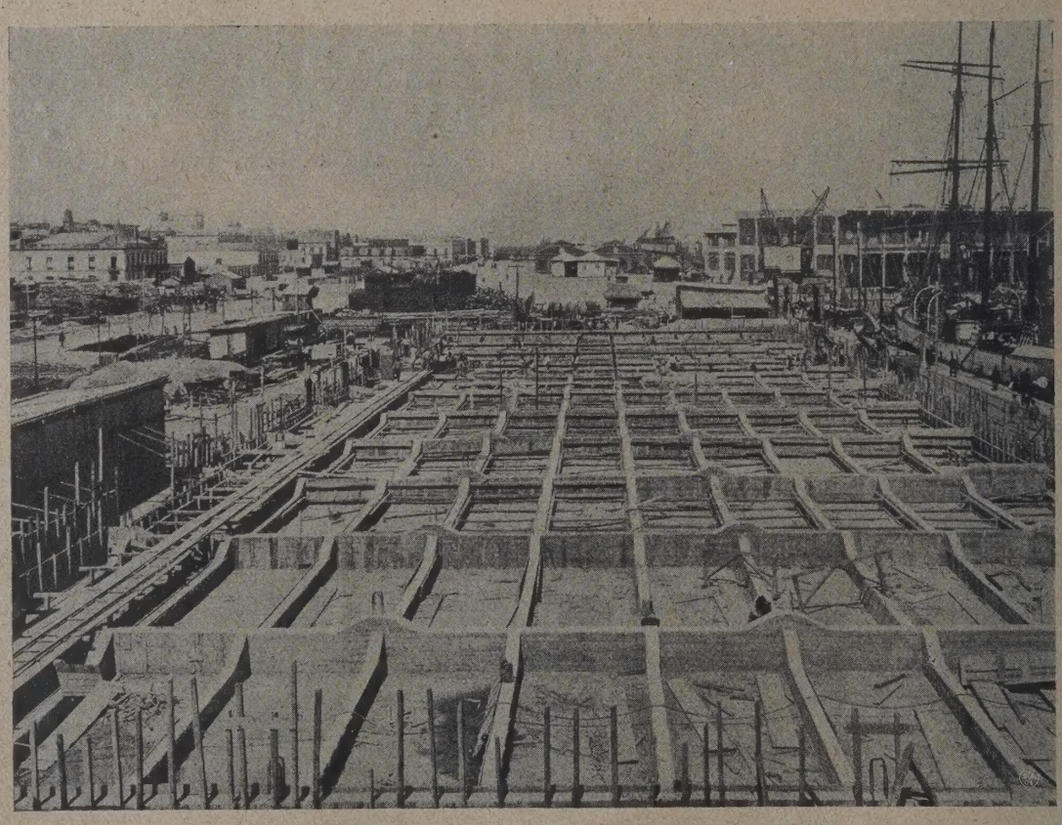


Abb. 6. Fundamentplatte der kleinen Zollspeicher.

Für den Transport der Güter außerhalb und innerhalb der großen Zollspeicher sind großzügige Anlagen geschaffen worden, über die einige Angaben von Interesse sein dürften. An der Wasserfront sind 13 elektrisch betriebene Halbportal-Drehkrane, die von der Deutschen Maschinenfabrik A.-G. in Duisburg geliefert und aufgestellt wurden, vorhanden. Die obere Schiene der Krane, deren Portale zwei Eisenbahngleise überspannen, ist auf der Plattform des 1. Obergeschosses (Abb. 4) angebracht, während die andere auf der Vorder-

kante der Hafenmauer liegt. Durch die Krane können die ankommenden Stückgüter abgesetzt werden entweder auf die Rampe des Erdgeschosses oder die Plattform des I. Obergeschosses oder auf den vorgekragten Teil des II. Obergeschosses, wenn dieses ausgebaut ist, oder aber unmittelbar in Eisenbahnwagen. Die größte Ausladung der Krane, die eine Tragkraft von 5000 kg besitzen, beträgt nach Angabe der Demag 16,10 m und kann mittels eines elektrisch betriebenen Einziehwerkes um 5 m verkürzt werden. Die Krane sind in der Lage, mit zwei verschieden großen Hubgeschwindigkeiten zu arbeiten, so daß Lasten von 1500 kg etwa dreimal so rasch als solche von 5000 kg gehoben werden können. Die von den Kranen abgesetzten Stückgüter werden mittels einer groß angelegten neuzeitlichen Elektrohängebahn, die gleichfalls von der Demag geliefert und eingebaut wurde, innerhalb der Geschosse verteilt. Die Linienführung der Hängebahn, deren Gleise an den Unterzügen der Geschoßdecken befestigt sind, erfolgte derart, daß jeder Lagerplatz von den Laufkatzen, von denen sechs in jedem Gebäude vorhanden sind, berührt werden kann. Die Bedienung der Katzen, die eine Tragfähigkeit von 1500 kg besitzen, geschieht von dem an dem Katzenrahmen hängenden Führersitz aus. Auf der Straßenseite der Gebäude können die Laufkatzen senkrecht zur Gebäudefront aus beiden Geschossen herausfahren, um die Güter in Eisenbahnwagen oder Fuhrwerke zu verladen. Zu diesem Zweck sind die Schienen der Hängebahn außerhalb der Speicher an Gitterträgern aufgehängt, die einerseits auf der Eisenbetonkonstruktion, anderseits auf freistehenden eisernen Fachwerkrahmen aufliegen.

Die beiden kleineren Zollspeicher von 110 m Länge und 30 m Breite (Abb. 5 u. 6) stehen in unmittelbarer Nähe der Mole gleichfalls am Hafen. Da sie nur eingeschossig sind, konnten die Stützen in Entfernungen von 10 m in jeder Richtung angeordnet werden. Das Dach besitzt ebenfalls Asphaltabdeckung und hat zwei Ausdehnungsfugen erhalten. Eine in der Längsachse des Baues angebrachte Oberlichtreihe und die in den gemauerten Wänden befindlichen Seitenfenster gewährleisten genügende Helligkeit. Stützen und Hauptunterzüge sind als vierstielige Rahmenkonstruktionen ausgebildet. Für die Gründung wurde trotz der verhältnismäßig kleinen Belastung eine durchgehende Eisenbetonplatte gewählt, weil eine solche den besten Schutz gegen Senkungen bei dem unzuverlässigen Baugrund, der auch hier aus aufgefülltem Sand besteht, bietet. Die Platte konnte natürlich entsprechend leicht gehalten werden. Zu beiden Seiten der Speicher sind in Fußbodenhöhe Rampen angeordnet. Abb. 6 stellt einen Teil der Fundamentplatte eines Speichers dar, im Hintergrund rechts ist einer der bereits fertigen großen Zollspeicher auf der Mole zu sehen.

Für die Herstellung des Betons wurde Splitt verwendet, der aus einem nahe bei Montevideo liegenden Steinbruch gewonnen wurde. Dem Splitt wurde Granitgeröll mit einer Korngröße bis 1,5 cm beigemischt, das von einem in der Nähe befindlichen Bach stammte. Der Sand wurde dem La-Plata-Strom mittels Baggern entnommen. Durch die Mischung dieser vorzüglichen Materialien mit bestem deutschen Zement konnten außerordentlich hohe Festigkeiten erzielt werden.

Das gesamte übrige Material, das beim Bau Verwendung fand, wie Zement, Eisen, Schalhölzer, Asphalt, Drahtglas usw. wurde ebenso wie die Maschinen aus Deutschland herangeschafft. Da an der Mole wie auch an der Hafenmauer vor den kleineren Speichern Seedampfer anlegen können, wurden die ankommenden Materialien mittels Kranen unmittelbar auf die Baustellen entladen, wodurch große Zeit- und Arbeitsersparnisse erzielt werden konnten.

Die einzelnen Bauten wurden von der Allgemeinen Hochbau-Gesellschaft in sehr kurzer Zeit errichtet. Der erste Zollspeicher konnte sogar ein volles Jahr vor der Ablieferungsfrist der Regierung von Uruguay übergeben werden.

BESTIMMUNG DER KNICKSICHERHEIT NACH EULER VON GELENKPFETTEN, DIE AUF DRUCK BEANSPRUCHT WERDEN.

Von Dipl.-Ing. Schwarz, Sterkrade.

Wird der Winddruck auf die Giebelwand eines Gebäudes durch einen Verband in der Dachebene aufgenommen und werden die Dachpfetten gleichzeitig Druckvertikalen dieses Verbandes, dann muß die Knicksicherheit der Pfetten untersucht werden.

Bei gewöhnlichen Pfetten wird die Knicksicherheit nach Euler mit Hilfe der bekannten Formeln nachgewiesen. Bei Gelenkpfetten kommt man mit diesen Formeln nicht mehr aus. Die nachstehende Untersuchung, die auch für jede ähnliche gelenkige Stabverbindung Gültigkeit hat, zeigt, wie man in solchen Fällen die Knicksicherheit der Stäbe nach Euler ermitteln kann.

Von den Biegungsbeanspruchungen der Pfette wird abgesehen.

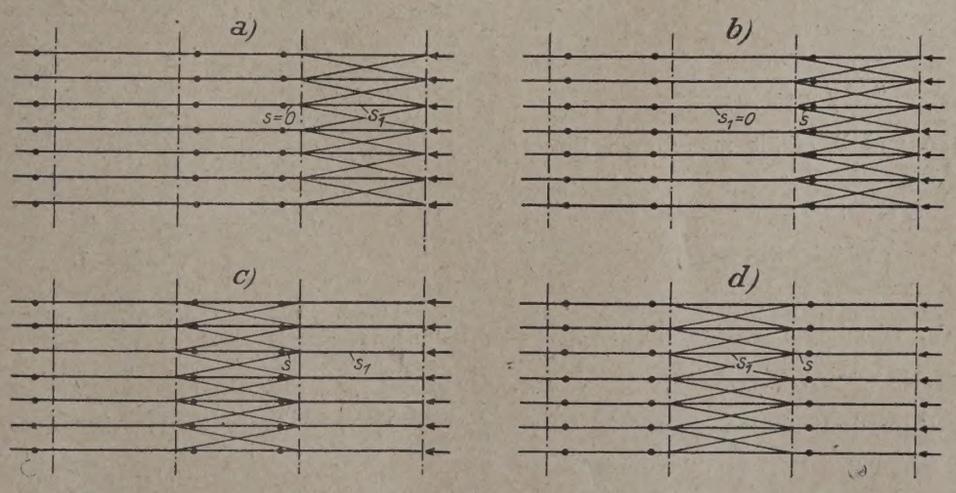


Abb. 1.

I. Aufstellung der Druckbelastung von Pfetten:

In Abb. 1 sind die gewöhnlichen Anordnungen eines Windverbandes in der Dachebene dargestellt. Anordnung a und b zeigt den Verband im letzten und Anordnung c und d im vorletzten Binderfeld.

Man wird es im allgemeinen vermeiden, den Verband in ein Gelenkfeld zu legen. Bei Hallen mit geraderFelderzahl und symmetrischer Verbandsausteilung aber läßt sich eine solche Anordnung nicht umgehen. Es muß dann nur darauf geachtet werden, daß die Gelenke im Verbandsfeld unverschieblich ausgebildet sind.

Da die Knicksicherheit nach Euler des eingehängten Pfettenstückes mit der bekannten Formel ermittelt werden

kann, kommt für die folgende Untersuchung nur die Knicksteifigkeit des auskragenden Pfettenstückes in Betracht.

Für die Kragpfette kommen nach Abb. 1 drei Belastungsarten in Frage:

a) Spannung im Kragarm = o
Spannung im übrigen Teil = S_1,
b) Spannung im Kragarm = $-S$
Spannung im übrigen Teil = o,
c) und d) Spannung im Kragarm = $-S$
Spannung im übrigen Teil = $-S_1$.

II. Aufstellung der Knickgleichungen:

Es bezeichne:

l die Stützweite der Pfette,
c die Länge des Kragarms,
J das Trägheitsmoment der Pfette,
M_x das Biegungsmoment beim Querschnitt an der Stelle x,
S die Druckkraft im Kragarm,
S_1 die Druckkraft im übrigen Teil der Pfette.

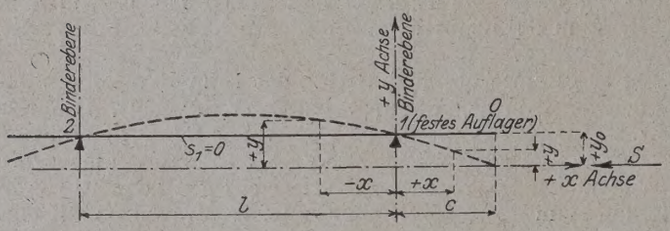


Abb. 2.

Belastungsfall a.

Es wird angenommen, daß sich der Punkt o infolge der Belastung P um das Maß y_0 gesenkt und die Pfette, wie in Abb. 2 gezeichnet, durchgebogen habe. Das Achsenkreuz x, y wird durch das Kragende und das feste Pfettenauflager 1 gelegt. Die Biegungslinie besteht aus den zwei Teilen „o—1" und „1—2".

Biegungslinie des Teiles o—1:

Die Differentialgleichung der Biegungslinie lautet:

$$E J \frac{d^2 y}{d x^2} = -M_x = -S y .$$

Die Lösung der Differentialgleichung lautet bekanntlich:

$$y = A \sin \alpha x + B \cos \alpha x ,$$

worin $$\alpha = \sqrt{\frac{S}{E J}} .$$

Die Konstanten A und B erhält man durch Einsetzen der Grenzwerte für x = o und x = c.

x = o: $$y = y_0 ; \quad B = y_0 .$$

x = c: $$y = o = A \sin \alpha c + y_0 \cos \alpha c ;$$

$$A = -y_0 \operatorname{ctg} \alpha c .$$

Die Gleichung der Biegungslinie lautet also:

$$y = -y_0 \operatorname{ctg} \alpha c \sin \alpha x + y_0 \cos \alpha x .$$

Biegungslinie des Teiles 1—2:

Die Differentialgleichung der Biegungslinie wird:

$$E J \frac{d^2 y}{d x^2} = -S y_0 - S \frac{y_0}{l} x .$$

Hieraus nach einmaliger Integration:

$$E J \frac{d y}{d x} = -S y_0 x - S \frac{y_0}{l} \cdot \frac{x^2}{2} + D$$

und nach nochmaliger Integration:

$$E J y = -S y_0 \frac{x^2}{2} - S \frac{y_0}{l} \cdot \frac{x^3}{6} + D x + F .$$

x = o: $$y = y_0 ; \quad F = E J y_0 ;$$

x = —l: $$y = y_0 ; \quad E J y_0 = -S y_0 \frac{l^2}{2} + S \frac{y_0}{l} \cdot \frac{l^3}{6} - D l + E J y_0 .$$

$$D = -S y_0 \frac{l}{3} .$$

Die beiden Biegungslinien müssen im Punkte 1 eine gemeinsame Tangente haben.

Für den Teil o—1 wird:

$$\frac{d y}{d x} = -\alpha y_0 \operatorname{ctg} \alpha c \cos \alpha x - \alpha y_0 \sin \alpha x ;$$

$$\left(\frac{d y}{d x}\right)_{x=} = -\alpha y_0 \operatorname{ctg} \alpha c .$$

Vom Zweig 1—2 wird:

$$\frac{d y}{d x} = -\alpha^2 y_0 x - \alpha^2 \frac{y_0}{l} \cdot \frac{x^2}{2} - \alpha^2 y_0 \frac{l}{3} ;$$

$$\left(\frac{d y}{d x}\right)_{x=0} = -\alpha^2 y_0 \frac{l}{3} .$$

Es muß also sein:

$$y_0 \alpha \operatorname{ctg} \alpha c = y_0 \alpha^2 \frac{l}{3} .$$

Die Gleichung kann nur bestehen, wenn entweder $y_0 = o$, d. h. überhaupt keine Ausbiegung stattfindet, oder

$$\operatorname{ctg} \alpha c = \alpha \frac{l}{3} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad (1$$

Belastungsfall 2 (Abb. 3).

Die Gleichung der Biegungslinie vom Zweig o—1 ist bereits bei Belastungsfall 1 ermittelt worden.

Die Differentialgleichung der Biegungslinie vom Teil 1—2 lautet:

$$E J \frac{d^2 y}{d x^2} = -S_1 (y - y_0) - S y_0 - S \frac{y_0}{l} x$$

und die Lösung der Differentialgleichung:

$$y = A \sin \alpha_1 x + B \cos \alpha_1 x + y_0 - \frac{S}{S_1} y_0 - \frac{S}{S_1} \cdot \frac{y_0}{l} x ,$$

worin $$\alpha_1 = \sqrt{\frac{S_1}{E J}} .$$

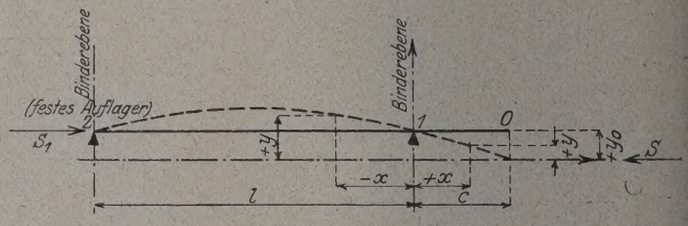


Abb. 3.

Durch Einsetzen der Grenzwerte erhält man die Konstanten:

x = o: $$y = y_0 ;$$

$$y_0 = B + y_0 - \frac{S}{S_1} y_0 ;$$

$$B = \frac{S}{S_1} y_0 .$$

x = —l: $$y = y_0 .$$

$$y_0 = -A \sin \alpha_1 l + \frac{S}{S_1} y_0 \cos \alpha_1 l + y_0 - \frac{S}{S_1} y_0 + \frac{S}{S_1} \cdot \frac{y_0}{l} l ;$$

$$A = \frac{S}{S_1} y_0 \operatorname{ctg} \alpha_1 l .$$

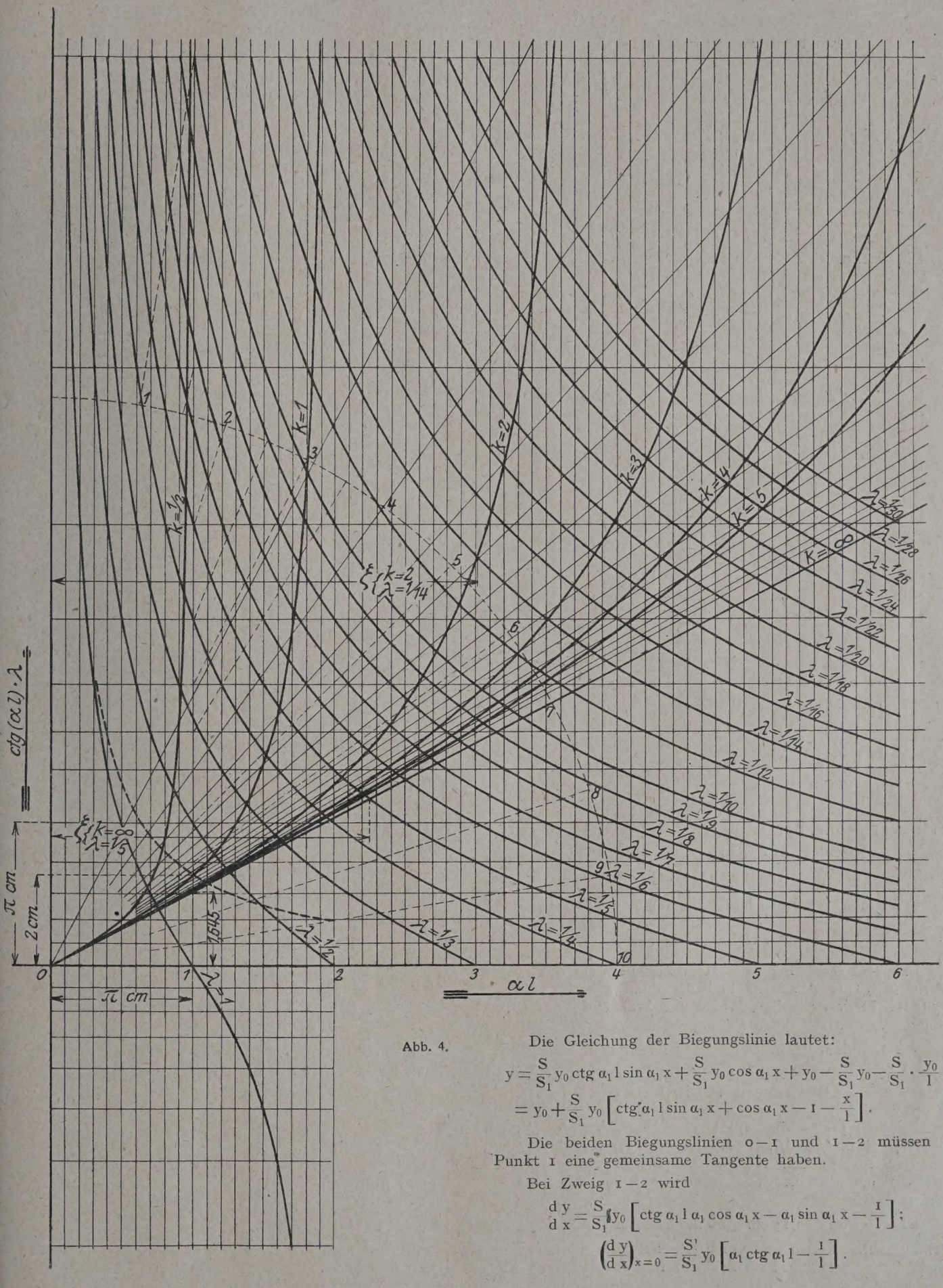


Abb. 4.

Die Gleichung der Biegungslinie lautet:

$$y = \frac{S}{S_1} y_0 \operatorname{ctg} \alpha_1 l \sin \alpha_1 x + \frac{S}{S_1} y_0 \cos \alpha_1 x + y_0 - \frac{S}{S_1} y_0 - \frac{S}{S_1} \cdot \frac{y_0}{l} x$$

$$= y_0 + \frac{S}{S_1} y_0 \left[\operatorname{ctg} \alpha_1 l \sin \alpha_1 x + \cos \alpha_1 x - 1 - \frac{x}{l} \right].$$

Die beiden Biegungslinien 0–1 und 1–2 müssen im Punkt 1 eine gemeinsame Tangente haben.

Bei Zweig 1–2 wird

$$\frac{dy}{dx} = \frac{S}{S_1} y_0 \left[\operatorname{ctg} \alpha_1 l \, \alpha_1 \cos \alpha_1 x - \alpha_1 \sin \alpha_1 x - \frac{1}{l} \right];$$

$$\left(\frac{dy}{dx} \right)_{x=0} = \frac{S}{S_1} y_0 \left[\alpha_1 \operatorname{ctg} \alpha_1 l - \frac{1}{l} \right].$$

Es muß also sein:

$$-y_0\,\alpha\,\mathrm{ctg}\,\alpha\,c=\frac{S}{S_1}\,y_0\left[\alpha_1\,\mathrm{ctg}\,\alpha_1 l-\frac{1}{l}\right]$$

$$-\alpha\,\mathrm{ctg}\,\alpha\,c=\frac{S}{S_1}\left[\alpha_1\,\mathrm{ctg}\,\alpha_1 l-\frac{1}{l}\right].$$

Setzt man das Verhältnis $\sqrt{\frac{S}{S_1}}=k$, so lautet die Gleichung:

$$\mathrm{ctg}\,\alpha\,c=k\left[\frac{k}{\alpha l}-\mathrm{ctg}\,\frac{\alpha l}{k}\right] \quad \ldots\ldots\ldots \quad (2$$

Belastungsfall 3:

Die Knickgleichung erhält man aus vorstehender Gleichung, wenn man $S=S_1$ setzt:

$$\mathrm{ctg}\,\alpha\,c=\frac{1}{\alpha l}-\mathrm{ctg}\,\alpha l \quad \ldots\ldots\ldots \quad (3$$

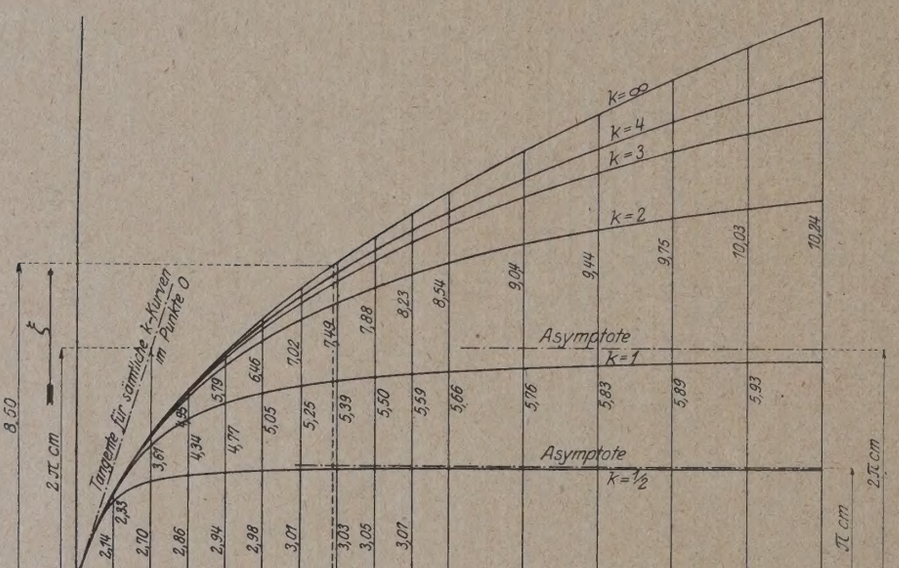


Abb. 5.

III. Auflösung der transzendenten Gleichungen: Lösung auf graphischem Wege.

Belastungsfall a.

Setzt man $\frac{c}{l}=\lambda$, so lautet die Knickgleichung:

$$\mathrm{ctg}\,(\alpha l)\,\lambda=(\alpha l)\cdot\frac{1}{3}.$$

In einem rechtwinkeligen Koordinatensystem werden die Werte (αl) als Abszissen und die dazu gehörigen Werte $\mathrm{ctg}\,(\alpha l)\,\lambda$ für verschiedene Werte von λ als Ordinaten aufgetragen. Die entstehenden Cotangentenkurven schneiden sich mit der Geraden, deren Darstellung durch den Ausdruck $\frac{\alpha l}{3}$ gegeben ist. Die Abszissen der Schnittpunkte stellen die Lösungen der transzendenten Gleichung für verschiedene Werte von λ dar.

In Abb. 4 sind die Kurven für $\lambda=1$, $^1/_2$, $^1/_3$, $^1/_4$ usw. bis $^1/_{10}$ bezw. $^1/_{12}$, $^1/_{14}$ usw. bis $^1/_{30}$ gezeichnet worden. Zur Darstellung dieser Kurven sind Funktionstabellen nicht erforderlich. Man ermittelt zuerst die Kurve für $\lambda=1$ auf folgende Weise:

$\alpha l=\frac{\pi}{2}$ wird = 3,14 cm groß aufgetragen und in 10 gleiche Teile geteilt. Ebenso wird ein Viertelkreis, der um den Koordinatenanfangspunkt mit beliebigem Radius geschlagen wird, in 10 gleiche Teile geteilt. Die Verbindungslinie eines solchen Teilpunktes mit dem Koordinatenanfangspunkt schneidet auf der Senkrechten durch $\alpha l=\frac{\pi}{2}$ die Größe der Cotangente in π-facher Größe ab. Werden diese Werte auf die entsprechende Ordinate zurückgetragen, dann erhält man eine Reihe von Punkten, die miteinander verbunden die gesuchte Kurve ergeben. Die Konstruktion ist in der Abb. 4 für sämtliche Teilpunkte angedeutet.

Wird λ von 1 verschieden, dann verschieben sich die konstruierten Punkte der Cotangenten parallel zur Abszissenachse in der Weise, daß die neuen Abszissen $^1/_2$ mal so groß werden, als die der Kurve $\mathrm{ctg}\,\alpha l=1$. Die Zeichnung zeigt, daß man auf diese Weise sehr einfach eine beliebige Reihe von Cotangentenkurven finden kann.

Bei der Einzeichnung der Geraden $\frac{\alpha l}{3}$ muß auf den Maßstab geachtet werden. Die Ordinaten der Cotangentenkurven sind in π-facher Größe aufgetragen. Es wird für

$$\alpha l=\frac{\pi}{2},$$

$$\frac{\alpha l}{3}=\frac{\pi}{6}$$

und ist in π-facher Größe, also $=\frac{\pi^2}{6}$ cm $=1{,}645$ cm aufzutragen.

Werden die Abszissen der Schnittpunkte der Geraden mit den Cotangentenkurven mit ξ bezeichnet, dann lautet die Knickbedingung:

$$\alpha l=\frac{\xi}{2}.$$

Es wird dann

$$\alpha=\frac{\xi}{2l},$$

$$S_k=\frac{1}{4}\cdot\frac{\xi^2}{l^2}\,E\,J=0{,}25\,\xi^2\frac{E\,J}{l^2}=0{,}0525\,\xi^2\frac{J}{l^2},$$

wenn $E=2100$ t/qm gesetzt wird. In der Formel ist l in m, S_k in t und J in cm^4 einzusetzen.

$$J_{erf}=\frac{4}{0{,}0525}\cdot\frac{1}{\xi^2}\,S\,l^2=\frac{76{,}2}{\xi^2}\,S\,l^2 \quad \ldots \quad (4$$

bei 4-facher und

$$J_{erf}=\frac{95{,}25}{\xi^2}\,S\,l^2 \quad \ldots\ldots \quad (5$$

bei 5-facher Knicksicherheit.

Um auch Lösungen für Zwischenwerte von λ zu bekommen, werden die gefundenen Werte ξ in Abb. 5 als Ordinaten zu den Werten λ als Abszissen aufgetragen.

Es wird z. B. für den bei Gelenkpfetten am häufigsten vorkommenden Wert von $\lambda=0{,}145$

$$\xi=8{,}50\text{ cm}.$$

$$J_{erf}=\frac{76{,}2}{8{,}5^2}\,S\,l^2=1{,}054\,S\,l^2 \quad \ldots\ldots\ldots \quad (5$$

bei 4-facher und

$$J_{erf}=1{,}318\,S\,l^2 \quad \ldots\ldots\ldots \quad (6$$

bei 5-facher Knicksicherheit.

Belastungsfall 2 u. 3.

Die allgemeine Gleichung lautet:

$$\mathrm{ctg}\,\alpha\,c=k\left[\frac{k}{\alpha l}-\mathrm{ctg}\,\frac{\alpha l}{k}\right]$$

oder:

$$\mathrm{ctg}\,(\alpha l)\,\lambda=\frac{k^2}{\alpha l}-k\,\mathrm{ctg}\,\frac{\alpha l}{k}.$$

Der linke Ausdruck ist durch die gezeichneten Cotangentenkurven dargestellt.

Für $\alpha l=\frac{\pi}{2}$ und $k=1$ wird $\frac{k^2}{\alpha l}=\frac{2}{\pi}$ in π-facher Vergrößerung aufgetragen = 2 cm.

Die übrigen Punkte der Hyperbel $\frac{1}{\alpha l}$ werden auf bekannte Art konstruiert. Erforderlich ist nur das kurze gestrichelte Stück (s. Abb. 4).

Da ctg (αl) bereits dargestellt ist, kann die Differenz $\frac{1}{\alpha l} - \operatorname{ctg}(\alpha l)$ aus der Zeichnung abgegriffen und als Ordinate einer neuen Kurve aufgetragen werden. Die Schnittpunkte dieser Kurve mit den Cotangentenkurven ergeben wieder die gesuchten Lösungen der Knickgleichung.

Die Kurven für $k = {}^1/_2$, 2, 3, 4 und 5, welche auch in der Abb. 4 dargestellt sind, werden aus der Kurve für $k = 1$ ermittelt.

Die Gleichung

$$\operatorname{ctg} \alpha c = k \left[\frac{k}{\alpha l} - \operatorname{ctg} \frac{\alpha l}{k} \right]$$

kann umgeschrieben werden in

$$\operatorname{ctg} \alpha c = k \left[\frac{\frac{1}{\alpha l}}{k} - \operatorname{ctg} \frac{\alpha l}{k} \right].$$

Aus der Form des rechten Ausdrucks kann man erkennen, daß die Ordinaten der neuen Kurve „k" k-mal so groß werden als die der Kurve „k = 1", wenn die zugehörigen Abszissen k-mal so groß gemacht werden als die entsprechenden Abszissen der Kurve „k = 1". In diesem Falle wird nämlich der rechte Ausdruck gleich:

$$\frac{\frac{1}{\alpha l}}{k} k - \operatorname{ctg} \frac{\alpha l}{k} k = \frac{1}{\alpha l} - \operatorname{ctg} \alpha l.$$

Diese Kenntnis zeigt den Weg zur Konstruktion. Man zieht durch den Koordinatenanfangspunkt und durch Punkte der Kurve $k = 1$ Strahlen. Macht man die Sehnenabschnitte der Strahlen mit der Kurve $k = 1$ k-mal so groß, so erhält man die Sehnenabschnitte der Strahlen mit der neuen Kurve k und damit die gesuchten Kurvenpunkte.

Wie vor werden wieder zu den Abszissen λ für verschiedene Werte k die gefundenen Werte ξ als Ordinaten aufgetragen (Abb. 5).

Da für die Gelenkpfetten das Verhältnis λ meist 0,145 ist, so wurde in Abb. 6 die Abhängigkeit des Wertes ξ von dem Werte k dargestellt. Man erkennt daraus, daß ξ für Werte $k > 5$ sich kaum mehr verändert. ξ nähert sich asymptotisch dem Wert 8,50 für $k = \infty$ (aus Abb. 5 zu entnehmen).

Lösung auf rechnerischem Wege.

Diese läßt sich bei Belastungsfall a besonders einfach durchführen und soll deshalb für diesen Fall gezeigt werden.

$$\operatorname{ctg}(\alpha l)\lambda = (\alpha l) \cdot \frac{1}{3}.$$

Wird die Cotangente in eine unendliche Reihe entwickelt, so kann die Knickgleichung umgeschrieben werden in:

$$\frac{1}{(\alpha l)\lambda} - \frac{(\alpha l)\lambda}{3} - \frac{(\alpha l)^3 \lambda^3}{3^2 \cdot 5} - \frac{(\alpha l)^5 \lambda^5}{3^3 \cdot 5 \cdot 7} - \cdots = (\alpha l) \cdot \frac{1}{3}.$$

Die Reihe konvergiert für alle Werte $(\alpha l)\lambda < \frac{\pi}{2}$, und zwar um so schneller, je kleiner $(\alpha l)\lambda$ wird. Aus der graphischen Ermittelung weiß man bereits, daß die Werte erheblich $< \frac{\pi}{2}$ werden und kann deshalb mit Sicherheit erwarten, daß man eine genügend genaue Lösung erhalten muß, wenn die unendliche Reihe mit dem dritten Gliede abgebrochen wird. Es bleibt dann eine Gleichung vierten Grades, deren Lösung einfach ist.

$$\frac{1}{(\alpha l)\lambda} - \frac{(\alpha l)\lambda}{3} - \frac{(\alpha l)^3 \lambda^3}{45} = \frac{(\alpha l)}{3},$$

$$(\alpha l)^4 \frac{\lambda^3}{45} + (\alpha l)^2 \frac{\lambda + 1}{3} - \frac{1}{\lambda} = 0,$$

$$(\alpha l)^2 = \frac{-15(1+\lambda) \pm 15\sqrt{(1+\lambda)^2 + 0{,}8\lambda^2}}{2\lambda^3}$$

$$= \frac{7{,}5}{\lambda^3}\left[-(1+\lambda) \pm \sqrt{(1+\lambda)^2 + 0{,}8\lambda^2}\right].$$

Praktischen Wert hat von beiden Lösungen nur der Wert mit der Pluswurzel.

Also:

$$\xi = 2\alpha l = \frac{2}{\lambda}\sqrt{\frac{7{,}5}{\lambda}\left[-(1+\lambda) + \sqrt{(1+\lambda)^2 + 0{,}8\lambda^2}\right]} \quad \ldots \quad (7$$

Die aus diesem Wurzelausdruck sich ergebenden Werte für $\lambda = 1$, ${}^1/_2$, ${}^1/_3$ usw. wurden ausgerechnet und in nachstehender Tafel zusammengestellt.

Ersetzt man in der Gleichung der Knickbedingung die Cotangente durch die Tangente, so lautet die Gleichung:

$$\operatorname{tg}(\alpha l)\lambda = \frac{3}{(\alpha l)}.$$

Wird nun die Tangente in eine unendliche Reihe entwickelt und diese mit dem zweiten Gliede abgebrochen, dann erhält man:

$$(\alpha l)\lambda + (\alpha l)^3 \frac{\lambda^3}{3} = \frac{3}{(\alpha l)},$$

$$(\alpha l)^4 \frac{\lambda^3}{3} + (\alpha l)^2 \lambda - 3 = 0.$$

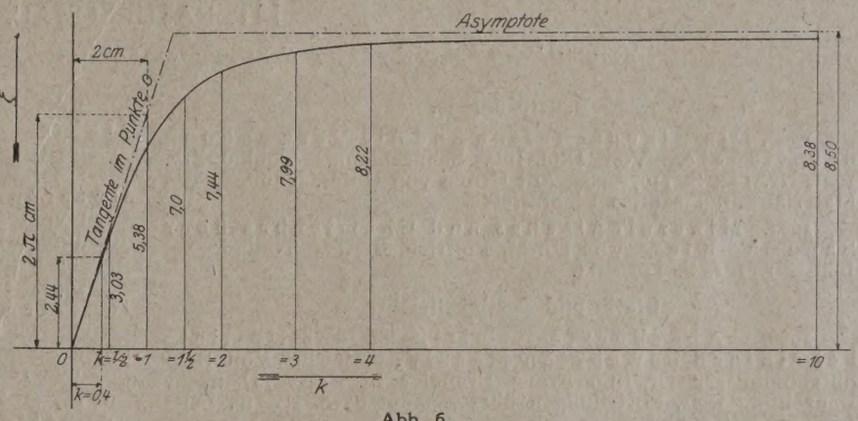


Abb. 6.

$$(\alpha l)^2 = \frac{-\lambda \pm \sqrt{\lambda^2 + 4\lambda^3}}{\frac{2}{3}\lambda^3} = \frac{-1{,}5 \pm 1{,}5\sqrt{1 + 4\lambda}}{\lambda^2},$$

$$\alpha l = \frac{1}{\lambda}\sqrt{1{,}5(\sqrt{1+4\lambda} - 1)},$$

$$\xi = \frac{2}{\lambda}\sqrt{1{,}5(\sqrt{1+4\lambda} - 1)} \quad \ldots \ldots \quad (8$$

Aus diesem Wurzelausdruck sich ergebende Werte von ξ für verschiedene Werte von λ sind ebenfalls in nachstehender Zahlentafel zusammengestellt.

λ	ξ		
	graphisch	rechnerisch I	rechnerisch II
1	2,38	2,39	2,72
${}^1/_2$	3,95	3,95	4,19
${}^1/_3$	5,16	5,16	5,33
${}^1/_4$	6,18	6,17	6,31
${}^1/_5$	7,05	7,06	7,16
${}^1/_6$	7,84	7,84	7,92
${}^1/_7$	8,56	8,56	8,63
${}^1/_8$	9,23	9,22	9,28
${}^1/_9$	9,85	9,85	9,90
${}^1/_{10}$	10,44	10,42	10,47

Zum Vergleich wurden in die Zahlentafel auch die aus der graphischen Darstellung gewonnenen Werte aufgenommen. Die gefundenen Werte zeigen, daß die aus der Cotangentenreihe ermittelten Größen mit den zeichnerisch gefundenen ziemlich genau übereinstimmen. Die aus der Tangentenreihe ermittelten Größen nähern sich den zeichnerisch gefundenen erst für kleine Werte von λ.

Für $\lambda = 0{,}145$ wird

$$\xi = \frac{2}{0{,}145}\sqrt{\frac{7{,}5}{0{,}145}\left[-1{,}145+\sqrt{(1+0{,}145)^2+0{,}8\cdot 0{,}145^2}\right]} = 8{,}47.$$

Durch Zeichnung wurde gefunden $\xi = 8{,}50$.

IV. Beispiel für die Anwendung der graphischen Zahlentafeln.

Es sei eine Pfette I NP 20 von 8 m Stützweite gegeben, die in ihrem Kragende durch eine Kraft von 2 t und im übrigen Teil durch eine Kraft von 5 t beansprucht wird. Das Verhältnis der Kragarmlänge zur Stützweite sei = 0,145.

Dann wird $k = \frac{2}{5} = 0{,}4$

und nach Abb. 6:

$$\xi = 2{,}44,$$

$$J_{erf} = \frac{76{,}2}{\xi^2}\cdot S\,l^2 = \frac{76{,}2}{2{,}44^2}\cdot 2\cdot 8^2 = 1638\ \text{cm}^4,$$

$$J_{vorh} = 2142\ \text{cm}^4\ ^1).$$

$$\text{Knicksicherheit} = \frac{2142}{1638}\cdot 4 = 5{,}2\text{-fach}.$$

Wird $\lambda \lesssim 0{,}145$, dann wird ξ aus der Abb. 5 entnommen. Da dort nur die k-Kurven für $k = 1/2$, 1, 2, 3, 4 und ∞ eingezeichnet sind, muß man die Lage der k-Kurve für $k = 0{,}4$ schätzungsweise — jedoch nur in der Umgebung des gegebenen λ — eintragen. Dies kann nach einiger Übung und unter Zuhilfenahme von Abb. 4 sehr schnell und genau genug erfolgen.

Ist die Pfette nur im überkragenden Ende durch eine Druckkraft beansprucht, dann wird mit Vorteil die Formel (7) zur Ermittlung des erforderlichen Trägheitsmomentes benutzt.

LITERATURSCHAU.

Gesammelt und geordnet von Regierungsbauführer Dipl.-Ing. C. Lehmann, Dresden.

Baustoffkunde.

1064. Die Eigenschaften und die Verwendung des Ziegels. Von Dipl.-Ing. Schneemann. Tonind.-Ztg. 1921, Nr. 124, S. 1107—08. Auf Grund von Untersuchungen des Materialprüfungsamtes Lichterfelde.

1065. Mineralogisches und Chemisches über Sand und Kies. Von Dr. M. Pulfrich, Berlin. Tonind.-Ztg. 1921, Nr. 124, S. 1109—11.

Statik und Festigkeitslehre.

1066. Abgekürzte Ermittlung der Nullinie bei einfach bewehrten Massivdecken. Von Bauoberkommissär Dr.-Ing. Franz Brandler in Prag. Deutsche Bauzeitung 1921, Mitteilungen über Zement usw., Nr. 16, Seite 122—123 mit 3 Abb.

1067. Grundsätzliches zu Anschauungen über Fragen der Stabilitätslehre. Von Dr.-Ing. C. Commentz, Blumenthal (Hannover) und Dr.-Ing. G. Wrobbel, Lobith (Holland). Werft und Reederei 1921, Heft 20, Seite 620—25 mit 5 Abb. Eine Entgegnung zu den Ausführungen des Herrn Dr.-Ing. Techel, Kiel in Nr. 5, 2. Jg., Seite 123—28 dieser Zeitschrift. Die Stabilitätstheorie und ihre Grundlagen, die in rein mathematisch lösbaren und solchen Problemen bestehen, die wesentlich durch die statische Druckverteilung im Wasser und durch die dynamischen Druckreaktionswirkungen des schlingernden Schiffes gegen das Wasser bestimmt sind.

1068. Die Querschnittsbestimmung von einfach und doppelt bewehrten Platten, Balken und Plattenbalken und die amtlichen Musterbeispiele. Von Prof. Landmann in Magdeburg. Deutsche Bauzeitung (Mitteilungen über Zement, Beton- und Eisenbetonbau) 1921, Nr. 14, 15, 5 Seiten. Einfache Berechnungsart an Hand von zwei Tabellen.

1069. Altholländische Festigkeitslehre. Gewapend Beton 1921, Nr. 2. 2½ S. Bei der großen Bedeutung, die die Festigkeitslehre für die Entwicklung des Eisenbetonbaues gehabt hat, ist es interessant, einmal zurückzuschauen und die Festigkeitslehre von ihren Anfängen her zu verfolgen. Im vorliegenden Artikel ist in lesenswerter Weise gesprochen zunächst von Simon Stevin, der bereits vor Galilei eine bedeutend tiefere Einsicht in die Festigkeitseigenschaften eines Balkens hatte, als dieser. Da die Arbeiten von Simon Stevin selbst durch Unvorsichtigkeit seiner Frau verloren gingen, so erfährt man von ihm nur durch seinen Sohn Henric Stevin, der den Nachlaß seines Vaters verarbeitete in einem Buch: „Mathematisch-philosophische Gedanken in 14 Büchern". Gedruckt 1667. Aus diesem Buch sind Teile, die die Festigkeitslehre angehen, in dem vorliegenden Heft wiedergegeben.

[1]) Es kann natürlich nur das große Trägheitsmoment der Pfette in Frage kommen, da die Pfette durch die Dachhaut seitlich gehalten wird.

1070. Einige Eigenschaften des Molybdänstahls. Engineering vom 2. September 1921. Mit Zahlenangaben über Materialprüfungen.

1071. Theoretische und experimentelle Untersuchungen über Elastizität. ¼ S. in Génie Civil vom 24. September 1921, S. 279 nach Engineering vom 10. Juni. Es soll besonders das elastische Verhalten unter hohem Druck untersucht werden.

1072. Zur Berechnung von ringsum aufgelagerten rechteckigen Platten. Génie Civil vom 22. Oktober 1921, S. 345—348 mit 8 Abb. Formeln und Schaulinien für gleichmäßig verteilte Last, beliebig gelegene Einzellast und rechteckige Teilbelastung.

1073. Zur Berechnung von Fachwerken mit doppelten Wandgliedern, parallelen Gurten und Vertikalen nur über den Auflagern. Génie Civil vom 15. Oktober 1921, S. 326—328 mit 13 Abb. Gegenüber kürzlich vorgeschlagenen Annäherungsverfahren wird die genauere Berechnung nach Müller-Breslau (als statisch unbestimmte Systeme) dargelegt.

1074. Fall- und Explosionsversuche an Eisenbetonbalken. Von Dr.-Ing. v. Emperger. Fortsetzung des Berichtes in Nr. 1 Gewapend Beton 1921, Nr. 2, 2½ Seiten.

1075. Englische Versuche über Stoßwirkungen an Eisenbahnbrücken. ¼ S. in Genie Civil vom 15. Oktober 1921, S. 339, nach dem ausführlichen Bericht des Englischen Verkehrsministeriums. Untersucht wurden zwanzig Brücken verschiedenster Bauart bei 55 bis 65, in einem Falle 85 km i. d. St. Geschwindigkeit.

Brückenbau.

a) Allgemeines.

1076. Welcher Lastenzug soll dem Bau neuer und der Verstärkung bestehender Brücken zugrunde gelegt werden? Oberreg.-Baurat Dr.-Ing. Kommerell, Berlin. Verkehrstechn. Woche 1921, Nr. 41, S. 334, ⅓ S. Die neuen Großgüterwagen von 50 t, mit einer Wagenlast von 6,67 t/m statt wie seither 4,0 t/m, erfordern den neuen Lastenzug N, bestehend aus 3 Tenderlok. von je 7 Achsen zu je 25 t Achsdruck mit je 1,5 m Achsabstand.

1077. Über die Bewegungen der Hauptpfeilerköpfe der Trisannabrücke an der Arlbergbahn. Von Prof. Dr. Leopold Örley, Wien. Schweizer Bauzeitung 1921, Heft 18, Seite 220—23, mit 5 Abb. Die Pfeilerbewegungen werden in der Hauptsache auf einseitigen Gewölbeschub zurückgeführt. Es wird der Schluß gezogen, daß Großbauwerke dieser Art durchaus eine einheitliche Konstruktion aufweisen müssen und daß die Unterbrechung hoher gewölbter Viadukte durch zwischengeschaltete Eisentragwerke in konstruktiver Beziehung nicht zweckmäßig erscheint.

1078. Ein Lehrgerüst aus den Tagen der Baustoffnot. Von Dipl.-Ing. E. Waninger in Fa. A.-G. für Beton- und Monierbau, Abt. Stuttgart. Deutsche Bauztg. (Mitteilungen über Zement usw.) 1921, Heft 16, Seite 121, mit 2 Abb. Das Gerüst ist ein beachtenswertes Beispiel dafür, daß auch mit beschränkten Mitteln ein brauchbares Hilfsbauwerk geschaffen werden kann. Als Baustoff wurde nur Holz und Rundeisen verwendet.

b) Hölzerne Brücken.

— — — —

c) Stein- und Betonbrücken.

— — — —

d) Eisenbetonbrücken.

— — — —

e) Eiserne Brücken.

1079. Über Hubbrücken. ¼ S. in Génie Civil vom 8. Oktober 1921, S. 319. An dem Beispiel einer seit 27 Jahren im Betriebe befindlichen Hubbrücke in Chicago wird diese Bauart erläutert und besonders für Gewässer von sehr veränderlicher Höhe des Wasserspiegels empfohlen.

1080. Nachträglicher Ersatz unzureichend gewordener eiserner Talbrücken durch Dammschüttungen. ½ S. in Génie Civil vom 10. September 1921, S. 239, nach Engineering News-Record vom 16. Juni (7 Talbrücken von 16 bis 39 m Höhe, Schüttung durch die Fahrbahntafel hindurch ohne Unterbrechung des Eisenbahnbetriebs).

Hochbaukonstruktionen und Zementwaren.

1081. Mauersteinbeförderung. Tonind.-Ztg. 1921, Nr. 122, S. 1092—93, 1 Abb. Amerikanischer Lastkraftwagen mit auswechselbarem Wagenkasten für 1000 bis 2000 Stück Ziegel. Einbau auf jedem Wagen möglich.

1082. Sandwäschen. Von Ing. L. Schmidt, Neu-Ulm. Tonind.-Ztg. 1921, Nr. 117, 1 S., 1 Abb. Besprechung der Wasch- und Siebmaschinen der Bavaria-Maschinenfabrik in Neu-Ulm. Tongehalt bis 60 vH. Tageserzeugung etwa 1000 t Waschgut.

1083. Festigkeit von gelagertem und nochmals frisch angemachtem Zementbeton. Die Bauwelt 1921, Heft 41. S. 596. Durch Versuche ist festgestellt worden, daß das Neuanmachen abgelagerten Mörtels auf jeden Fall zu verwerfen ist.

1084. Wetterbeständiger Gipsmörtel. Die Bauwelt 1921, Nr. 41, S. 610. Durch Zusatz einer Boraxlösung wird das Erhärten bis zu 1 Stunde verzögert. Verwendung von Quarzsand und aus Kalkstein gequetschtem Sand bewirkt Bildung von kohlensaurem Kalk und damit Wetterbeständigkeit.

Gründungsarbeiten usw.

1085. Der Löffelbagger im Baubetrieb. Von Ing. Wilde. Tiefbau 1921, Nr. 84, S. 352—55, 5 Abb. Technische Neuerungen.

1086. Das Auszementieren von wasserführenden Spalten in abgeteuften Schächten. Von De Jongh. De Ingenieur 1921, Nr. 41, 4½ S., 6 Abb. Der Verfasser bezieht sich in der Hauptsache auf deutsche und französische Literatur: „Das Versteinungsverfahren von Bruckhausen", „Das Versteinungsverfahren von Schwemann und Schneiders", „Fortschritte im Versteinungsverfahren von Gevers-Orban".

Wasserbau.

a) Gewässerkunde und Wasserwirtschaft, Wasserrecht, Wasserbewegung.

1087. Staukurvenberechnung für natürliche Wasserläufe. Von Baurat Weiß, Heilbronn. Die Wasserkraft 1921, Nr. 21, S. 300—302. Neues Verfahren unter Zugrundelegung beobachteter Gefälle.

b) Flußbau, Kanalbau, Seebau, Hafenbau, Schleusenbau.

1088. Der Bramsche-Stade-Kanal. (Die wirtschaftlichste Kanalverbindung vom Ruhrgebiet zu den Seehäfen an Weser und Elbe.) Von Staatsbaurat L. Plate in Bremen. Deutsche Bauzeitung 1921, Heft 85, S. 373—75. Ein Vergleich der Wirtschaftlichkeit des Küstenkanal- und des Bramscherkanalprojektes. Die verkehrswirtschaftliche Berechnung ergibt eine hohe wirtschaftliche Überlegenheit des Bramscherkanals.

1089. Der Mittelschottländische Kanal. Engineering vom 16. Oktober 1921. Zwei Entwürfe, Linienführung, Kosten, Verkehr.

1090. Serbischer Plan eines Kanals von der Donau nach Saloniki. 20 Zeilen in Génie Civil vom 22. Oktober 1921, S. 359, nach Annales des Travaux publics de Belgique vom August. Bei 600 km Länge und 300 m Höhenunterschied würden 65 Schleusen nötig werden.

1091. Die Wasserversorgung des Panamakanals. Génie Civil vom 24. Sept. 1921, S. 274—75. Der Wasserspiegel des Staubeckens von Gatun wird bis zum Beginn der Trockenperiode um 2 Fuß gehoben. Hierdurch werden rd. 250 Mill. cbm Wasser aufgespeichert, die für etwa 1250 Durchschleusungen ausreichen.

1092. Die Betriebseinrichtungen an den Schleusen des Rhein-Herne-Kanals. Von den Regierungs- und Bauräten Ebelt und Dr.-Ing. Stecher in Essen. Zentralblatt der Bauverwaltung 1921, Nr. 86, S. 529—530, mit 2 Abb. Beschreibung der Bewegungseinrichtungen der Tore und Schütze, eines Windwerks für die Zylinderschütze am Oberhaupt und eines Schleppwagens.

1093. Doppelkammerschachtschleusen. D. R. P. von R. Blümcke, Mannheim. Zentralbl. d. Bauv. 1921, Nr. 84, S. 519, ⅓ S., 3 Abb. Ausnutzung der Strömungsenergie beim Leeren der einen und Füllen der anderen Kammer durch einen elektrischen Motor.

1094. Landungsanlagen in Eisenbeton an der Loiremündung. ½ S. in Génie Civil vom 17. Sept. 1921, S. 259, nach Annales des Ponts et Chaussées (II—1921). Die Anlagen wurden seit 1898 in Beton und Eisenbeton gebaut und sind nach und nach bedeutend erweitert worden.

1095. Die Arbeiten zur Trockenlegung des Zuidersees. Génie Civil vom 24. Sept. 1921, S. 269—271 mit 4 Abb. Einzelheiten des Entwurfs und Stand der (vielseitigen) Vorarbeiten.

1096. Zum 25jährigen Bestehen des staatlichen Fischereihafens in Geestemünde. Von Regierungs- und Baurat Saltzmann in Geestemünde. Zentralblatt d. Bauverw. 1921, Nr. 87, S. 534—38, mit 7 Abb. Entwicklung und Ausbau bis 1921 sowie die in Ausführung begriffenen Erweiterungen werden besprochen. Außerdem interessante Angaben über die wirtschaftliche Bedeutung des Fischmarktes.

1097. Unfall-Verhütungs-Maßnahmen beim Betrieb von Uferladekranen. Von Reg.-Baumstr. Mandel, Berlin. Zement 1921, Nr. 35, 39, 40, 42, 7 S., 21 Abb.

c) Wehre, Talsperren, Wildbachverbauungen, Wasserkraftanlagen, Bewässerungen usw.

1098. Wasserkraftanlage Harthe. Von H. T. Moeller. Behandelt in der Hauptsache die maschinentechnische Anlage. Ingenieren 1921, Nr. 77. 4½ Seiten Lageplan, Schaltungsschema und 5 Abb.

1099. Neue Kraftanlage Portobello am Firth of Forth. Engineering vom 16. September 1921. Beschreibung, hauptsächlich maschinentechnisch.

1100. Das Unterwasser von Wasserkraftwerken. Von Dr.-Ing. Leiner, München. Tiefbau 1921, Nr. 83, S. 349. Hinweis auf häufig vorkommende Fehler und dadurch verursachte Kraftverluste.

1101. Die hydrologischen Vorarbeiten für den Bau und Betrieb von Wasserwerken. Von Zivilingenieur E. Rutsatz, Köln-Klettenberg. V. D. I. 1921, Heft 65, 66, Seite 1107—12, 1135—40, mit 28 Abb. Der Wert hydrologischer Vorarbeiten für die Anlage und den Betrieb von Wasserwerken. Die Art ihrer Durchführung. Ermittlung der Mächtigkeit und Durchlaßfähigkeit der wasserführenden Schichten, der Grundwasserstromrichtung und des Grundwassergefälles. Prüfung durch einen Versuchsbrunnenbetrieb. Beispiele hydrologischer Vorarbeiten mit typischen Grundwasser-Höhenschichtenplänen und anderen Plänen.

1102. Erschließung der Wasserkräfte. Bericht über den Stand der Wasserkraftgewinnung in der ganzen Welt und in den einzelnen Ländern. Zahlenangaben, Projekte. Keine baulichen Einzelangaben. Engineering vom 16. Oktober 1921.

1103. Ausnutzung der Gezeiten zur Kraftgewinnung, mit besonderer Berücksichtigung der Verhältnisse an der Mündung des Severn, England. Untersuchungen über die verfügbaren Wassermengen, ihre Nutzbarmachung, Turbinenanlage, Berechnung der zu erwartenden Pferdestärken, Betriebsvorgang. Abbildungen, Schaulinien, Tabellen. Abhandlung hauptsächlich maschinentechnisch. Engineering vom 16. September 1921.

1104. Die Kaplanturbine in Ausführung und Verwendung. Von C. Reindl, München. Z. d. V. D. I. 1921, Nr. 40, 41. Entwicklung, Einzelheiten, Versuchsergebnisse, Betriebsbedingungen, Verwendungsmöglichkeiten, Vorzüge.

1105. Hydrologische Vorarbeiten für Talsperrenanlagen. ¼ S. in Génie Civil vom 15. Oktober 1921, S. 338 nach Revue Générale de l'Electricité vom 10. u. 17. September. Neues Verfahren zur Ermittlung des Beckeninhalts.

Erdbau, Tunnelbau und Bergbau.

Straßenbau.

1106. Zur Wirtschaftlichkeit des Kleinpflasters im Landstraßenbau nach dem Kriege. Von Regierungsbaumeister a. D. Niemack, Vorstand des Landesbauamtes Stendal. Verkehrstechnik 1921, Nr. 30, S. 478/480. Eine Neubelebung des Kleinpflasterbaues auf Landstraßen wird empfohlen. Die Mittel sind durch Anleihen zu decken, die eine Groß-Organisation aller straßenunterhaltungspflichtigen Verbände aufzubringen hätte.

Eisenbahnbau und -betrieb.

1107. Wiederherstellung von Schraubenkuppelungen mit gestreckten Spindeln. Von Reg.- und Baurat Schäfer, Cottbus. Organ f. d. Fortschr. d. Eisenbahnwesens 1921, Nr. 18, S. 193—97. Neuere sehr brauchbare Verfahren.

1108. Zehn Jahre Bemühungen um ein Dreibegriff-Vorsignal. Von Dr. Hans A. Martens. Organ f. d. Forschr. d. Eisenbahnwesens 1921, Nr. 19, S. 209—215. Die Mängel der bisherigen Vorsignale und Vorschläge zu ihrer Verbesserung durch Einführung eines dritten Signalbefehls für „Vorbereitung auf langsam" werden besprochen.

1109. Eisenbahnwagen von 109 t Ladegewicht der Virginia-Eisenbahn (Amerika). Génie Civil vom 17. September 1921, S. 241—243 mit 6 Abb. 6-achsige ganz aus Eisen gebaute Güterwagen von 36 t Eigengewicht, 15 m Länge und 109 cbm Laderaum, hauptsächlich zur Beförderung von Kohlen.

1110. Über Anordnung der Güter- und Hafenbahnhöfe. ¼ S. in Génie Civil vom 8. Oktober 1921, S. 317 nach einer längeren Abhandlung im Bulletin de l'Association internationale des Chemins de fer vom September.

1111. Gleisbettung in Tonboden. 40 Zeilen in Génie Civil vom 17. September 1921, S. 257 nach Bulletin de l'Association internationale des Chemins de fer vom August.

1112. Französische und englische Erfahrungen über „Zugleitung" (Dispatching System). Génie Civil vom 17. September 1921, S. 255 nach „Revue générale des Chemins de fer" vom Juli und August. Die Erfahrungen führen dazu, die dauernde Einführung dieses Verfahrens zu empfehlen nach einigen Änderungen gegenüber der in Amerika üblichen Handhabung.

1113. Prüfungswagen zur Messung der Übergangswiderstände an Schienenstößen elektrischer Bahnen. ¼ S. in Génie Civil vom 15. Oktober 1921, S. 337 nach Electric Railway Journal vom 16. Juli. Bei Fahrgeschwindigkeiten bis 8 km/Stde. konnten genügende Messungsergebnisse erzielt werden, nur an besonders schlechten Stößen wurde ein Anhalten nötig.

1114. Elektrisierung der Paulista-Eisenbahn (Brasilien). ⅓ S. in Génie Civil vom 10. September 1921, S. 237 nach General Electrical Review vom Juli. Mitteilung über eine elektrische Bremsung mit Ausnutzung der Bewegungsenergie zur Stromerzeugung.

1115. Graphische Untersuchung von Zugbewegungen. 1½ S. in Génie Civil vom 17. September 1921, S. 253—254 mit 3 Abb. Ableitung der mathematischen Zusammenhänge, Beschreibung eines einfachen Meßverfahrens.

1116. Taylors Lehre und ihre Anwendung im Eisenbahnwesen. Einleitende Worte zur Seminarvorlesung an der Verwaltungsakademie zu Berlin im Wintersemester 1920/21. Von Dr. Hans A. Martens. Zeitung des Ver. deutsch. Eisenbahnverw. 1921, Nr. 42, S. 771—776. Einführung in das Taylorsystem mit reicher Literaturangabe.

Eisenbetonbau.

(Eisenbetonbrücken siehe unter Brückenbau!)

1117. Silos aus Eisenbeton. Von Th. Johns. Ausführliche Baubeschreibung zweier Getreidesilos. Kurze Angaben über die Berechnung der Zellenwände und über die Fördereinrichtungen. 3 Seiten Text und 12 Abb. aus der Bauzeitung Ingeniören 1921, Nr. 79.

1118. Einsturz eines Eisenbetongebäudes fehlerhafter Bauart. 25 Zeilen in Génie Civil vom 22. Oktober 1921, S. 357 nach Engineering News-Record vom 15. September.

1119. Eisenbetonsockel für hölzerne Masten. 12 Zeilen in Génie Civil vom 10. September 1921, S. 237. Hinweis auf Mai/Juni-Nr. des Ingénieur-Contructeur.

1120. Verwendung von Stahl als Bewehrung in Verbundkonstruktionen. Von Ing. Deppe, Heidelberg. Deutsche Bauztg., Mitt. über Zement usw. 1921, Nr. 15, 16, S. 113—118, 125—128. Vorteile der Verwendung und Beschreibung eingehender Versuche.

1121. Tabellen zur Dimensionierung rechteckiger, exzentrisch gedrückter Eisenbetonquerschnitte. Von Ingenieur Dr. Vieser (Wien). Der Brückenbau 1921, Heft 20, S. 107—114, mit 1 Abb. u. 2 Tabellen. Es werden 2 Dimensionierungsverfahren beschrieben, deren Anwendung durch eine Anzahl von Tabellen wesentlich erleichtert wird. Sie berücksichtigen die in Deutsch-Österreich geltenden Vorschriften.

Eisenbau.

(Eiserne Brücken siehe unter Brückenbau!)

Holzbau.

1122. Die Krankheiten des Holzes. (1. Der kranke Baum.) Von Friedrich Huth, Architekt. Der Städtische Tiefbau 1921, Heft 20, S. 164. Es werden die Krankheiten des lebenden Baumes besprochen: Rotfäule, Weißfäule, Pilze, Schwämme usw.

Städtebau und städtischer Tiefbau.

1123. Technische und wirtschaftliche Einflüsse auf die neue Gestaltung der Städteordnung in Preußen. Von Stadtbaurat Jentsch, Berlin. Wochenschrift des Arch.-Vereins in Berlin 1921, Nr. 40, S. 169 bis 170. Vorschläge des Reichsbundes Deutscher Technik zur Verwaltungsreform.

1124. Die Wohnungskrisein Deutschland und die Maßnahmen zu ihrer Behebung. ½ S. in Génie Civil vom 22. Oktober 1921, S. 358 nach „Bâtiment et Travaux publics" vom 25. und 29. September. Aus den vorgesehenen Bauzuschüssen (etwa 4 Milliarden (Papier-)M. in 1—2 Jahren) wird geschlossen, daß Deutschland genügend leistungsfähig sei, den Vertrag von Versailles zu erfüllen.

1125. Kosten der Abfuhr des Hausmülls in Genf 1920. Génie Civil vom 1. Oktober 1921, S. 294. Beobachtungen über die verschiedenen Kostenanteile bei Abfuhr mit Kraftwagen; nach Bulletin de la Suisse Romande vom 17. September.

Kunst im Ingenieurwesen, Wirtschaftliches, Personalnachrichten, Vereinsnachrichten, Standesvertretung, Sonstiges.

1126. Der Aufbau der Unternehmerverbände. Von Dr. jur. Tänzler. Die Räder 1921, Nr. 28/29, S. 431—433. Prinzipien der wissenschaftlich-technischen Vereine, der wirtschaftlichen Vereine und der Arbeitgeberverbände sowie Übersicht über die Vereinigung der Deutschen Arbeitgeberverbände.

1127. Tarif- und Lohnpolitik. Von Dr. jur. Meissinger. Die Räder 1921, Nr. 28/29, S. 433—437. Entwicklung des Tarifvertragsgedankens, gewerkschaftliche Lohnpolitik, Weltmarktslöhne usw.

1128. Graphische Darstellung eines neueren Prämienlohnsystems. Génie Civil vom 17. September 1921, S. 243—246 mit 1 Abb. Ableitung der graphischen Darstellung ohne Formeln und Geometrie, besonders als übersichtliche Darlegung gegenüber Unterbeamten und Gewerkschaftsvertretern gedacht.

1129. Das englische Industrieschutzgesetz. Die Räder 1921, Nr. 27, S. 414. Das Antidumpinggesetz als Schutz gegen die deutsche Valuta.

1130. Mitbenutzungsrecht des Grundeigentümers an Wasseranlagen. Von Rechtsanwalt Dr. Werneburg, Berlin-Schöneberg. Neudeutsche Bauzeitung 1921, Heft 43, S. 252—254.

1131. Zur einheitlichen Straßenbesteuerung der Fahrzeuge in Stadt und Land. Von Magistratsbaurat Dr. Scheuermann (Wiesbaden). Der städtische Tiefbau 1921, Heft 20, S. 159—163. Über die dringende Notwendigkeit des Fahrzeugsteuergesetzes, das in dem ungeheuren Anwachsen der Straßenunterhaltungskosten begründet ist.

1132. Bericht über die Tätigkeit des staatlichen Materialprüfungsamtes im Finanzjahr 1920/21. Von Mayntz Petersen. 5 Seiten. Mit Tabellen über Zementproben und über Ergebnisse von Kesselplattenuntersuchungen. Ingeniören 1921, Nr. 76.

1133. Vorschlag zur Verbesserung der Wirtschaftlichkeit der Straßenbahnen durch Hebung des Güterverkehrs. Von R. Wolff, Dresden. Elektrische Kraftbetriebe und Bahnen 1921, Nr. 20, S. 237/238. Es werden Güteranhängewagen empfohlen in Form von Elektromobilen, die mit geringem Aktionsradius versehen, ohne besondere Spurführung die Güterzuführung der Betriebe ohne Gleisanschluß übernehmen.

1134. Die Windturbine und ihre Verwendung zur Elektrizitätserzeugung. Von Dr.-Ing. Liebe, Dresden. Z. d. V. D. I. 1921, Nr. 42/43, S. 1083—1085, 1113—1115, mit 7 Abb. Eigenschaften und Leistung des Windes. 1 Windrad von 12 m Dmr. = 100 qm Querschnitt erzeugt z. B. bei v = 5 m/s 10 PS, bei v = 10 m/s 80 PS. Die wirtschaftliche Durchführung einer Windkraftanlage.

1135. Die Widerstandsfähigkeit der verschiedenen Arten von Säulen gegen Feuer. Génie Civil vom 24. September 1921, S. 261—265 und vom 1. Oktober 1921, S. 283—288, mit 44 Abb. Amerikanische Brandproben mit 109 Säulen verschiedenster Baustoffe unter gleichzeitiger Belastung, zum Teil mit Wasserbespritzung.

1136. Die Lage der Lothringer Eisenindustrie. Génie Civil vom 1. Oktober 1921, S. 293. Die schlechte Lage (nur ⅓ der Friedenserzeugung) wird außer auf die gegenwärtige allgemeine Absatzkrise auf die mangelnde Kohlenversorgung (seit 1919) zurückgeführt.

1137. Vorschläge zur Normierung der Signaturen auf technischen Zeichnungen. Von Prof. Gunner. Ingeniören 1921, Nr. 75. 6½ Seiten. Bezeichnung des Materials, der Gewinde, Bolzen, Schrauben, Muttern und Nieten. Bedeutung verschiedener Stricharten auf Zeichnungen.

1138. Wiedererwachen des Segelschiffbaues. Von H. C. Vogt. Ingeniören 1921, Nr. 81. 5 Seiten Text, 7 Abbildungen über den Hilfsmotor. Verfasser sieht in der Ausrüstung der Segelschiffe mit Hilfsmotoren eine aussichtsreiche Möglichkeit, auch größere Segelschiffe dem Dampfer gegenüber wieder wettbewerbsfähig zu machen.

1139. Vorarbeiten für Standardformen in der holländischen Industrie. De Ingenieur 1921, Nr. 41. 1 Seite und 4 Tabellen. Normenvorschläge für Schrauben und Schlüsselweiten.

1140. Die neuen Einrichtungen der Wilton-Aktiengesellschaft für Maschinen- und Schiffbau in Schiedam. Nach einem Vortrag von A. T. de Groot. De Ingenieur 1921, Nr. 42. 15 Seiten einschl. 12 Abb. Besprochen werden: Hafen, Baudock mit Kranbahn (Eisenbahn), Schleuse zum Dock mit Pumpenanlage Angaben über statische Berechnung von Dock und Schleuse sowie Ausführungsbeschreibung. Kaimauern, ausgeführt als Winkelstützmauer auf Eisenbetonpfählen resp. Holzpfählen. Schiffbauschuppen in Eisenbeton (ausgeführt von Butzer, Dortmund). Sie sind sowohl nach Bodenfläche als auch in der Spannweite die größten auf dem Festland von Europa, 165×130 m, und zum Schluß wird berichtet von dem von Blohm u. Voß gebauten Schwimmdock.

1141. Kiel — ein Welthafen? Von Dr. Bodo Ebhardt, Berlin. Werft u. Reederei 1921, Nr. 20, S. 617—620. Es wird die Frage erörtert, ist Kiel als Speditionshafen geeignet, und welche Möglichkeiten bestehen, eine Bedeutung als Handelshafen zu erlangen.

1142. Die Wirtschaftslage Ende September 1921. Verkehrstechn. Woche 1921, Nr. 41, S. 332—333. Übersicht über Handel, Industrie, Verkehr.

KURZE TECHNISCHE BERICHTE.

Die Schwankungen der Höhe des Eifelturmes unter dem Einfluß der Lufttemperatur.

Diese Schwankungen hat man vor einiger Zeit genau ermittelt, nachdem schon früher eigentümliche auf einseitiger Bestrahlung des Turmes durch die Sonne zurückzuführende Bewegungen der Turmspitze beobachtet worden waren. Bei den Messungen hat man die Änderung der Höhenlage der 116 m über der Straße liegenden Plattform gegenüber einem von hier zum Boden gespannten Draht aus Javar-Legierung, einem gegen Wärmeeinflüsse fast unempfindlichen Nickelstahl, sich selbsttätig aufzeichnen lassen. Die Ergebnisse zeigen in dem Verlauf eine auffallende Übertemperatur, doch sind die Schwankungen noch schärfer ausgeprägt, als bei den selbstschreibenden Thermometern. Im Laufe eines Junitages wurden Höhenänderungen der Plattform bis zu 10 mm aufgezeichnet, ein Platzregen machte sich zu gleicher Zeit in den Aufzeichnungen des Turmes und denjenigen des Thermometers bemerkbar. Daß sich der Eiffelturm hiernach wie ein sehr empfindlicher Thermometer verhält, erscheint verständlich, wenn man berücksichtigt, daß er, trotzdem er rund 7000 t Eisenkonstruktion enthält, dennoch sehr schlank ist. Ein Modell des Turmes im Maßstabe von 1:1000 würde beispielsweise 300 mm hoch sein und nur 7 g wiegen. Das Verhältnis der Turmmasse zu der der ihn erfüllenden Luft beträgt, wenn man sich den Turm zylindrisch ausgeführt denkt, etwa 4:3.

Linz, im Juli 1921. V. L.

Themsebrücke in London.

Im Juni dieses Jahres soll die Eröffnung der Southwarkbrücke in London über die Themse erfolgen, des ersten bedeutenden öffentlichen Bauwerkes, das seit Kriegsende fertig wird. Die Brücke hat 5 Bögen, von denen der mittlere rund $8\frac{1}{2}$ m über Hochwasser liegt. Die Pfeilerstellung ist mit Rücksicht auf die Schiffahrt den benachbarten Brücken angepaßt worden. Die Gesamtbreite der Brücke beträgt 16,5 m, von denen 10,5 m auf die Fahrbahn und je 3,0 m auf die Fußwege entfallen. Die Steigungen der Brückenrampen schwanken zwischen 1:32 und 1:49. Die Baukosten werden sich auf mindestens 360 000 £ belaufen, z. Zt. etwa 100 Mill. Mark. (Civil Engineering, Mai 1921.) Gl.

Selbsttätiges Stauwehr mit Lauf- oder Hebegewichtsausgleich.

Bei diesem Wehre bildet der Staukörper einen einheitlichen, gut ausgesteiften Träger, dessen Enden an zwei drehbare Hebel angeschlossen sind.

An den freien Enden dieser Arme sitzen zwangläufig bewegte Laufgewichte, welche in Verbindung mit der eigenartig geformten Stauwand den Stau selbsttätig regeln.

Steigt der Wasserstand, so sinkt infolge des ansteigenden Drucks auf die Wände der Staukörper und die Gegengewichtsseile werden gespannt. Dabei werden die Gegengewichte von den Drehgelenken entfernt, vergrößern dadurch ihre Hebelarme und halten dem Wasserdruck das Gleichgewicht, bis das verlangte Stauziel wieder hergestellt ist.

Fällt der Wasserstand, so drücken die Gewichte die Stauwand in ihre alte Lage zurück, wobei sie ebenfalls in ihre Ausgangsstellungen zurück rollen.

Es genügen verhältnismäßig kleine Gegengewichte, weil sie nur

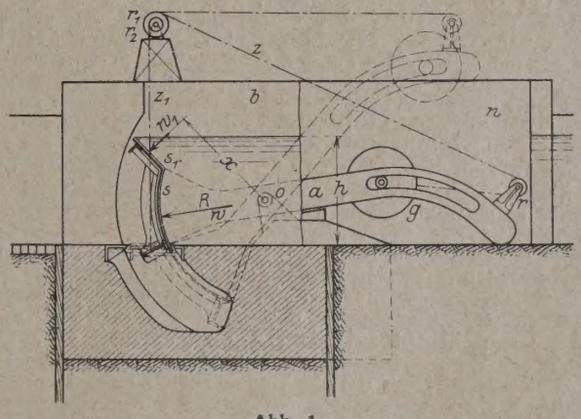


Abb. 1.

von einem Bruchteil des Wasserdruckes beeinflußt werden, indem dessen überwiegender Teil, nämlich der Druck auf die Segment-

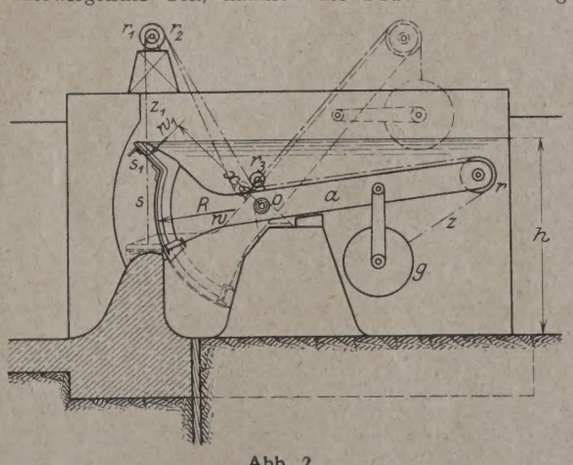


Abb. 2.

fläche, unmitelbar in die Pfeiler übertragen wird und auf die Gewichte überhaupt nicht einwirkt.

Durch Längenänderung der Gegengewichtseile ist die Regelung verschiedener Stauhöhen möglich.

D.R.P.-Ingenieur Albl, Hannover.

Vom metrischen Maßsystem.

Das japanische Parlament hat ein Gesetz angenommen, durch das das metrische Maßsystem in Japan zwangsweise eingeführt wird. Seit 1893 war es wahlweise für Maße und Gewichte mit dem alten japanischen System zugelassen. China hat das Dezimalsystem seit 1906 und das metrische System 1913 eingeführt. Die Übergangszeit ist bis 1923 befristet worden. Von da an sind beide obligatorisch. Siam hat das metrische Maßsystem seit 1912 zwangsweise, so daß es also jetzt im ganzen Osten herrscht.

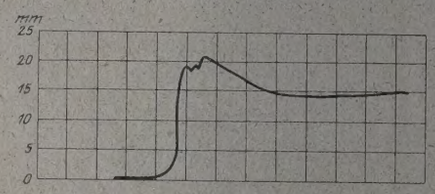
In Frankreich ist man der Ansicht, daß diese Sachlage auch von Einfluß auf die angelsächsischen Länder sein wird, die ihre ablehnende Haltung hauptsächlich damit begründeten, daß es notwendig wäre, die englischen Berechnungsarten in Rücksicht auf den Osten beizubehalten. (Engineering, April 1921.) Gl.

Neue Hauptschleuse von Buenos Ayres.

Im Jahre 1919 hat Buenos Ayres eine Hauptsammelschleuse für die städtischen Abwässer nach dem La Plata von 13,7 km Länge gebaut, die die größte derartige Anlage in Südamerika ist. Diese Schleuse leistet täglich rd. 300 000 cbm und bedient $3^1/_2$ Mill. Einwohner. Sie besteht aus 3 Hauptteilen: der erste ist ein Gußeisenrohr von 3 m Durchmesser, der zweite, entlang der Küste, hat einen kreisförmigen Querschnitt von $4,5 \times 2,5$ m Abmessung und ist aus Eisenbeton hergestellt, der letzte Teil von rd. 1000 m Länge liegt im Strom und zeigt ein besonders kräftiges Eisenbetonprofil von 5,7 m Weite und 4 m Höhe. Dieses Rohrstück ist in die Flußsohle versenkt. Der Ausfluß am Kopfende ist eine viereckige Öffnung an der Oberseite des Rohres. (Civil Engineering, Mai 1921.) Gl.

Pfahlbewegung beim Rammen.

Es ist bekannt, daß die Eindringung, die ein Pfahl bei jedem Schlage erfährt, alsbald ein wenig zurückgeht. Da Beobachtungen über die Größe dieser sekundären Pfahlbewegungen in Deutschland weniger bekannt sein dürften, geben wir eine Schaulinie hierüber, die im Februar dieses Jahres bei Flußbauten in der Grafschaft Kent in England an Versuchspfählen aufgenommen ist dadurch, daß man während des Rammens einen Schreibstift sich wagerecht um den Pfahl bewegen ließ. Die Kurve zeigt sehr anschaulich die vorübergehende Eindringung, die Schwingungen des Pfahles am Ende der Senkung und die allmähliche, teilweise Hebung, die auf die Elastizität des Erdreichs zurückgeführt wird. Das Erdreich war Lehm, der Pfahl war Oregonkiefer (Engineering v. 15. 7. 21.)



BÜCHERBESPRECHUNGEN.

Theorie des Trägers auf elastischer Unterlage und ihre Anwendung auf den Tiefbau nebst einer Tafel der Kreis- und Hyperbelfunktionen von Professor Dr.-Ing. Keiichi-Hayashi. Berlin 1921. Verlag von Julius Springer. Mit 150 Textfig. Preis 40 Mark; geb. 50 Mark.

Der Verfasser behandelt aufbauend auf den grundlegenden Arbeiten von Winkler, Schwedler und Zimmermann auf breiter Grundlage ein Gebiet, das für den Bauingenieur in dem Schrifttum der Gegenwart eine wichtige Rolle zu spielen beginnt. Eine Reihe von Forschern hat versucht, mit der Theorie des Trägers auf elastischer Unterlage wichtige Probleme der Lösung näherzubringen. Die vorliegende Arbeit bietet die theoretischen Grundlagen in vorbildlicher wissenschaftlicher Darstellung. Der Verfasser begnügt sich jedoch nicht hiermit, sondern baut sie aus und rundet sie, wie man wohl sagen darf, zu einer umfassenden Lösung des Problems ab.

Die ersten Abschnitte des Buches sind der allgemeinen Theorie des elastisch gelagerten Stabes gewidmet. In denen die Ermittlung des Spannungszustandes sowohl für eine beliebige stetige Belastung wie für Einzellasten durchgeführt wurde. Die Untersuchungen sind hierbei auf stetig und sprungweise veränderliches Trägheitsmoment des Stabes und außerdem auch auf eine veränderliche Elastizitätsziffer des stützenden Mittels ausgedehnt. Selbst der Einfluß eines wagerechten Widerstandes der Stützfläche hat Beachtung gefunden.

Die auf diese Weise gewonnene theoretische Erkenntnis wird zu einer Reihe Betrachtungen verwandt, die sich auf die Größe des Einspannungsgrades und eine zweckmäßige Ablängung des durchgehend elastisch gestützten Bauteils beziehen. Sie dient außerdem dazu, den Nachweis der Gegenseitigkeit der Senkungen zu führen und damit auch die Gültigkeit des Maxwellschen Satzes für den durchgehend elastisch gestützten Träger zu begründen. Von besonderer Bedeutung ist die Lösung einer Reihe von Aufgaben, für die die entwickelten theoretischen Grundlagen den Schlüssel liefern. Neben der bereits bekanntsn rechnerischen Untersuchung des Spannungszustandes der Eisenbahnquerschwelle und von Gründungsgewölben wird eine Theorie des Trägers mit nachgiebigen Stützflächen geboten, der Einfluß der Nachgiebigkeit des Baugrundes auf die Berechnung des elastisch eingespannten Gewölbebogens und und Rahmens wird festgestellt und eine Berechnung von Spund- und Bohlwänden auch für eine veränderliche Elastizitätsziffer des Baugrundes entsprechend der Raumtiefe gegeben. Schließlich wird die Theorie zu einer Berechnung von Schleusen- und Dockquerschnitten verwandt und hierbei nicht allein die elastische Formänderung der Sohle, sondern auch die der Schleusenwände in Rechnung gestellt.

Den Fachgenossen ist mit dem Buche ein wertvolles Hilfsmittel übergeben worden. Wenn sich schließlich auch mit Rücksicht auf die elastischen Verhältnisse der Bauwerke nur selten erhebliche Unterschiede in den Ergebnissen gegenüber den bisher geübten Berechnungsverfahren finden werden, so wird zweifellos ein Eindringen in die gebotenen theoretischen Gedankengänge zu einer vertieften Auffassung über das Arbeiten der Konstruktion führen. Die sichere Erfassung des Kräftebildes berechtigt aber zu wirtschaftlicher Durchbildung eines Bauwerks. Dem Wunsche, mit dem der Verfasser sein Vorwort abschließt, das Buch möge sich in allen technischen Kreisen Freunde erwerben, schließe ich mich in vollem Umfange an. B.

Versuche mit Hochofenschlacke, ausgeführt im Materialprüfungsamt Dahlem-Berlin in den Jahren 1911—1916. Sonderabdruck aus „Stahl und Eisen" 1917, Nr. 27—32. Mit 2 Anhängen. Verlag Stahleisen in Düsseldorf.

Von der Praxis des Betonbaus mit Sicherheit freudig begrüßt, hat die Zeitschrift „Stahl und Eisen" in einem kleinen Sonderheft die umfassenden und grundlegenden Versuche zusammengestellt, die sich auf die Verwendung von Hochofenschacke im Betonbau beziehen und seinerzeit in der Dahlemer Materialprüfungsanstalt gemacht worden sind. Hierbei handelt es sich zunächst um Versuche von Prof. Burchartz über allgemeine Eigenschaften der Hochofenschlacken, ihre chemische Zusammensetzung, ihr Verhalten bei Lagerung im Freien, über Druckfestigkeiten von Schlackenbeton, über das Verhalten der Schlacken und Eiseneinlagen im Beton; an diese Versuche schließen sich chemische und mikroskopische Untersuchungen von Prof. Bauer an. Ferner werden im Anhange wiedergegeben: zwei weitere Berichte von Prof. Burchartz über Versuche mit Hochofenschlacke, erstattet im Auftrage des Ausschusses für Untersuchung der Verwendbarkeit der Hochofenschlacke zu Betonzwecken. Die hochwertvollen Ergebnisse der Versuche — einmal die Schwierigkeit, für die Betonpraxis brauchbare von der (recht seltenen) unbrauchbaren Schlacke durch eine einfache Untersuchung zu unterscheiden, zum anderen die gute Bewährung von Hochofenschlacke im Beton und Eisenbeton und deren durchaus genügende Dichtheit — sind allgemein bekannt und seinerzeit bereits ausführlich von der Praxis gewürdigt worden, so daß sich heute ein Eingehen auf sie erübrigt. Für den Betonbau ist es aber sehr wertvoll, all die grundlegenden Erfahrungen, die in Dahlem gemacht wurden, in dem vorliegenden Sonderdrucke übersichtlich vereinigt vor sich zu haben und deshalb wird die Fachwelt dem Verlag Stahleisen in Düsseldorf für die Herausgabe der Zusammenfassung aufrichtig dankbar sein. M. F.

Sammlung Göschen. Elastizitätslehre für Ingenieure. Von Prof. Dr.-Ing. Max Enßlin. Mit 60 Abb. Vereinigung wissensch. Verleger, Walter de Gruyter & Co. Berlin und Leipzig 1921. Preis 2,10 + 100 vH. Zuschlag.

Das kleine Werk soll Studierende, vorwiegend des Maschinenbaues, die mit den Anfangsgründen der Differentialrechnung vertraut sind, in die mathematische Elastizitätslehre einführen. Behandelt wird in Kapitel I der Spannungs- und Dehnungszustand eines von äußeren Kräften beanspruchten Körpers, alsdann der Zusammenhang zwischen Spannungs- und Dehnungszustand. Die allgemein entwickelten Gesetze werden dann angewandt am Zylinder, an der ebenen Platte, bei der Torsion gerader Stäbe und der Biegung gekrümmter Träger. Überall sind die klaren theoretischen Erörterungen durch gutgewählte Beispiele aus der technischen Anwendung, in der Regel aus dem Maschinenbau, dem Leser nähergebracht. Das kleine Buch wird den Studierenden des Maschinenbaues willkommen sein und ihnen wertvolle Dienste leisten. M. F.

Für die Schriftleitung verantwortlich: Geheimrat Dr.-Ing. E. h. M. Foerster, Dresden. — Verlag von Julius Springer in Berlin W.
Druck von H. S. Hermann & Co., Berlin SW 19, Beuthstrasse 8.

Die allgemeine Verteuerung der Herstellungskosten zwingt den Verlag, den Bezugspreis für die

Zeitschrift „Der Bauingenieur“

für das I. Vierteljahr 1922 auf M. 21.— festzusetzen.

Verlagsbuchhandlung Julius Springer
Berlin W 9, Linkstraße 23-24

52. 12. 21. 27.

DER BAUINGENIEUR

2. Jahrgang | 15. Dezember 1921 | Heft 23

DER BAU DES KÖNIGSTUHLTUNNELS IN HEIDELBERG.

Von Prof. Dr.-Ing. E. Gaber, Karlsruhe i. B.

Die badische Eisenbahnverwaltung hat in dem letzten Jahrzehnt vor dem Kriege eine Reihe großer Bahnhofsanlagen in Mannheim, Freiburg, Offenburg, Basel und Karlsruhe fertiggestellt und damit vorausschauend der großen Verkehrssteigerung der letzten Friedensjahre großzügig Rechnung getragen. Den Abschluß der großen Bauten bildet der Neubau eines Güter-, Verschub- und Personenbahnhofs in Heidelberg.

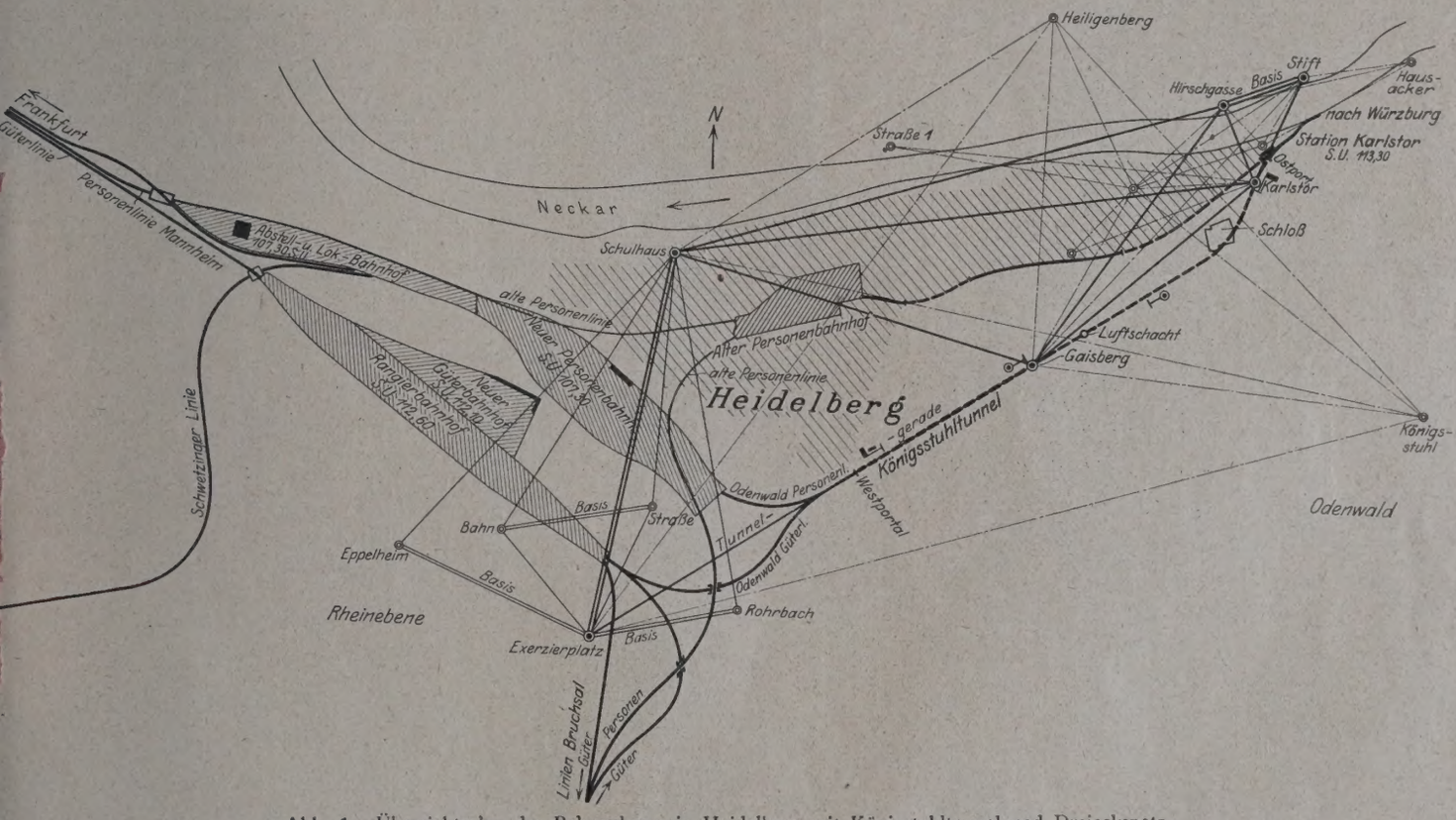


Abb. 1. Übersichtsplan der Bahnanlagen in Heidelberg mit Königstuhltunnel und Dreiecksnetz.

Hiervon ist der Güter- und Verschubbahnhof mit den neuen Zufahrtslinien gerade noch vor dem Kriege fertig geworden und am 1. März 1914 dem Betriebe übergeben worden, während der Personenbahnhof nach Vollendung der Erdarbeiten und Brückenbauten vorerst liegen blieb und auf seine Fortführung wartet. In Heidelberg schneiden sich die beiden Hauptlinien Frankfurt—Basel und Mannheim—Odenwald—Würzburg. Damit auch die Hauptlinie Frankfurt—Basel Durchgangslinie werden konnte, mußte der alte Personenbahnhof aufgegeben und die neue Anlage von dem Neckar und dem Gebirge ab an den Südrand der Stadt in die Rheinebene hinausgerückt werden (Abb. 1).

1. Die Lage. Die im Neckartal liegende Odenwaldlinie nach Würzburg mit ihren Abzweigungen nach Heilbronn, Meckesheim usf. wird mit den neuen Personen- und Güterbahnhofsanlagen durch den 2487 m langen Königstuhltunnel verbunden, welcher den Gaisberg und Königstuhl durchfährt, dadurch die bisherigen schienengleichen Übergänge der Stadtlinie vermeidet und die baufälligen alten kleineren Tunnels durch den Schloßberg usw. ersetzt.

Das Westportal des neuen zweigleisigen Tunnels liegt am Westhange des Gaisberges. Sein Ostportal liegt im Neckartale unmittelbar vor dem Bahnhof Heidelberg-Karlstor der Odenwaldlinie und dicht neben dem alten Schloßbergtunnel. Der Tunnel fällt nach der Rheinebene zu gleichmäßig mit 1 : 600. Die gerade Verbindungslinie der beiden Portale hätte unter dem Heidelberger Schloß durchgeführt. Obwohl 70 m Überlagerung vorhanden gewesen wäre und die wichtigsten Schloßteile auf Granit gegründet sind, wurde aus übertriebener Sorge ein Ausweichen der Bahnachse verlangt, infolgedessen auf der Ostseite leider ein Gegenbogen mit 480 m Halbmesser und 70 m Zwischengerade eingeschaltet werden mußte. Der Tunnel unterfährt nun nur noch den gesprengten Turm. Die große Gerade der Westseite ist 1863 m lang (Abb. 2).

2. Das geologische Längsprofil. Die beiden westlichen Zufahrten aus dem tiefliegenden Personenbahnhof und dem hochliegenden Verschubbahnhof gelangen im Tunnelvoreinschnitt in den großen Schuttkegel des Neckars. Blöcke aus Granit, Sandstein und Kalkstein sind in den mächtigen Kiesmassen eingebettet. Der Neckarkegel wird abgelöst durch gelben Löß, in welchem noch die westlichen 120 m des Tunnels liegen. Nach der kurzen Geröllhalde des Gaisberges tritt der Tunnel in den harten, mittleren Buntsandstein

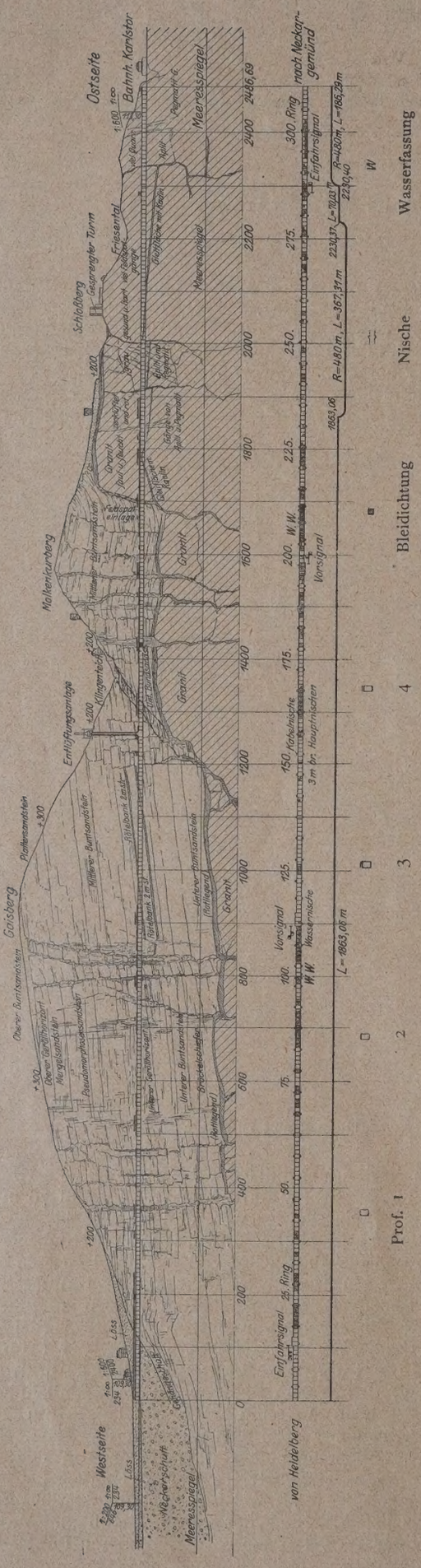


Abb. 2. Das geologische Längsprofil, das Kurvenband und der schematische Grundriß.

ein, dessen violettrot gefärbte Schichten anfänglich wellenförmig gefaltet sind und erst allmählich flach einfallen. Die Faltung ist wohl eine Folge des Rheintaleinbruchs, welcher sich bei weiterem Vortrieb wiederholt durch Verwerfungen und andere Erscheinungen bemerkbar machte. 1300 m vom Westportale entfernt liegt die 27 m breite erste Hauptverwerfung, welche mit dem Westabhange des Königstuhl- und Molkenkurberges genau zusammenfällt. Hinter der Hauptverwerfung beginnt der untere Buntsandstein und nach Tunnelquerschnitt 1500 wechselt nach mehreren Verwerfungen das Fallen der Schichten. Bei T. Q. 1640 fallen sie wieder nach Westen ein und steigen bis zur zweiten Hauptverwerfung bei T. Q. 1700 immer mehr an. Östlich davon liegt der Tunnel ganz in Granit, welcher auch am Karlstor als hohe Felswand ansteht. Die letzte Strecke des unteren Buntsandsteins besteht aus tonigem Bröckelschiefer. Die Trümmerreste des Rotliegenden und einige Spuren von Zechstein finden sich in der wildverrissenen zweiten Hauptverwerfung. Der Verlauf der Schichten nahe den beiden Hauptverwerfungen der Randspalte und der Zusammenhang mit der Erdoberfläche lassen den Vorgang beim Einbruch des Rheintales ahnen. Der gesunde mittlere Buntsandstein ist stellenweise durch kohlensäurehaltige Wasser entfärbt und enthält mehrfach bis zu 2 m starke Rötelschichten zwischen seinen mächtigen verkieselten Bänken. Nach dem Entfernen des Liegenden zeigte sich einige Mal deutlich ein Abdruck von den Trockenrissen, welche die von der Rötelbank zugedeckte Erdoberfläche ursprünglich aufgewiesen hat. Alle Verwerfungen sind mit zerquetschten Schichten, Sandsteinbrocken und nassem roten Ton angefüllt (Abb. 8). Der untere Buntsandstein wird gegen Osten schiefrig und weich und enthält immer mehr dunkelbraunroten Ton. Mehrfach zeigen sich in den festen Bänken des Sandsteines Einsprengungen von Feldspat, der blendend weiß aus dem dunkeln Stein leuchtet. Die ersten 250 m der Granitstrecke sind anfänglich mürbe und sandig und gehen allmählich in ein faules rotes und gelbes Gestein über, dessen Quarz- und Feldspateinsprengungen durch Wasser stark gefärbt sind. Bald treten richtige Gänge aus Pegmatit und Aplit auf; der Fels wird hellgrau, gesund und hart. Im Anschluß an die zweite Hauptverwerfung war eine wellenförmige Schichtung des Granites deutlich bemerkbar. Nach einer schmalen Spalte bei T. Q. 1910 beginnt die härteste, an Quarzbändern reiche Granitstrecke. Als große Merkwürdigkeit wurde mitten im Granit bei T. Q. 2000 eine schwach nach Osten fallende ebene Rutschfläche angefahren, welche eine Einlagerung von 1 cm starkem rein weißem Kaolin hatte und schwach feucht war. Die deutlich sichtbare Pressung und Beschädigung des Granites an den Berührungsflächen erweckte den Eindruck, als hätte ein nahezu wagerechtes Gleiten des oberen auf dem unteren Felsen stattgefunden. Die nahezu lotrechten bis zu 30 cm mächtigen ebenen Tafeln aus weißem Quarz oder buntem Aplit und Pegmatit sahen aus wie Gesteinsspalten, welche nachträglich durch flüssige Masse ausgefüllt worden sind. Der Quarzreichtum und die Gesteinshärte nahmen gegen Osten stetig zu. Das Gebirge war im allgemeinen standfest mit Ausnahme der Lößstrecke und einiger Verwerfungen.

3. Die Vorarbeiten und Vergebung. Zum Schutz gegen unangenehme Überraschung hatte die Verwaltung schon vor dem eigentlichen Baubeginn einen Probestollen durch den westlichen Voreinschnitt und Löß bis zum mittleren Buntsandstein vorgetrieben, welcher einen Querschnitt von 2,75/2,75 m hatte. Einschließlich Lieferung des Holzes kostete der cbm Ausbruch im Mittel 20 M und der Laufmeter Stollenauszimmerung 130 bis 180 M. In der ersten Hälfte des Jahres 1909 wurde der Tunnel zusammen mit den Zufahrtlinien öffentlich ausgeschrieben und der Unternehmung Phil. Holzmann & Cie., Frankfurt a. M., zu ihrem Angebote übertragen. Inzwischen hatte man die Tunneleingangstangenten durch eine Triaugulation festgelegt (siehe Abb. 1). In der Rheinebene wurden nahe dem Westportale von einem Punkte der verlängerten großen west-

lichen Tunnelgerade ausgehend, zwei Strecken als Basis und eine dritte unabhängige Strecke als Kontrollbasis 3 mal gemessen. Eine weitere Basis wurde im Neckartale nahe dem Karlstor gemessen, deren einer Endpunkt auf einer Tangente an den östlichen Tunnelbogen lag. Der Gaisbergturm und ein hohes Schulhaus am Talausgang ermöglichten die Sicht nach der östlichen und westlichen Basis. Jeder Winkelsatz wurde 15 mal gemessen. Das Ergebnis der Triangulation war gut, denn beim Durchschlag ergab sich nur eine Seitenabweichung von 14 cm.

II. Die Baueinrichtung.

1. Die westliche Einrichtung. Nachdem der weite westliche Voreinschnitt durch englichen Betrieb rasch geöffnet war, richtete die Unternehmung in ihm die Hauptanlagen ein (Abb. 3). Eine 150-pferdige Heißdampflokomobile von Lanz lieferte die Kraft für die Erzeugung der Druckluft und des elektrischen Stromes, welcher für die Werkstattmaschinen und Außenbeleuchtungen diente. Schmiede, Schlosserei und Wagnerei schlossen sich an das Maschinenhaus an. Später wurde noch ein Sägegatter eingerichtet zum Schneiden der Bretter, Dielen und Keile aus altem Tunnelholz, dessen Kraftstrom die Eisenbahnverwaltung gegen Entgelt lieferte. Ein 2-stufiger Kompressor erzeugte die Preßluft von 6 Atmosphären Überdruck, welche durch eine schmiedeeiserne Flanschrohrleitung dem Tunnel zugeführt wurde und die Handstoßbohrhämmer trieb. Neben dem großen Windkessel am Maschinenhaus wurde später ein zweiter Ausgleichkessel im Tunnel eingebaut. Die Handbohrhämmer von Rudolf Meyer und Flottmann haben sich sowohl im Stollen als auch im Vollausbruch beim Sandstein und beim Granit bewährt und waren leicht zu handhaben, da sie keine Spannsäule verlangten. Für die Förderung des Tunnelausbruchs auf der 90 cm weiten Dienstbahn wurden zum Teil Lokomotiven verwendet, welche ihren Dampf selbst erzeugten und nur abstellbare Feuerung hatten, zum Teil aber auch feuerlose Lokomotiven, welche ihren Betriebsdampf vom Maschinenhaus bezogen. Für das Tunnelwasser wurde zunächst nahe dem Westportal eine Versitzgrube bis auf den Kies ausgeschachtet; da sie jedoch bald nicht mehr wirkte, wurde das Wasser bis zur Vollendung des Entwässerungskanals mit elektrischer Kreiselpumpe in das städtische Kanalnetz gehoben. Die Stromkosten trug die Eisenbahnverwaltung.

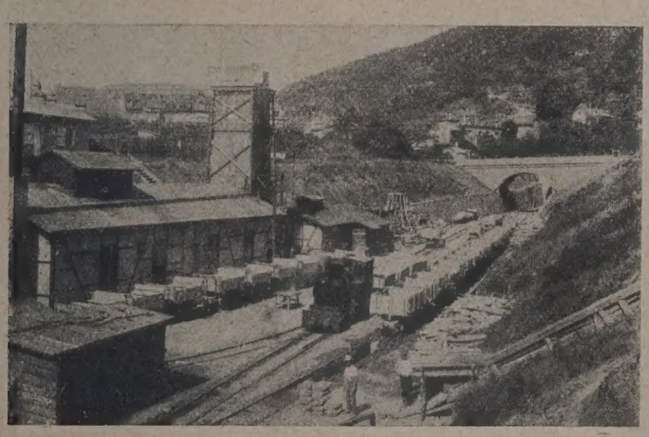


Abb. 3.
Die westliche Baueinrichtung mit Maschinenhaus, Kühlturm, Schmiede, Wagnerei und Zementsackrutsche. Blick nach dem Gaisberg.

2. Die östliche Einrichtung. Der beschränkte Platz auf der Ostseite gestattet keine großen Anlagen, und so entschloß man sich zur Verwendung von elektrisch betriebenen Ingersollbohrmaschinen und zum Bezug der elektrischen Kraft aus den städtischen Elektrizitätswerken (Abb. 4). Die Ingersollbohrmaschine war in 2 Größen vorhanden und hatte Spannsäulen. Auf einem kleinen Wagen befand sich ein Elektromotor, der mit Vorgelege den in einem luftdichten Gehäuse eingebauten Pulsator trieb. Der Pulsator hatte eine doppelt gekröpfte Welle mit zwei nebeneinander liegenden Luftpumpen. Von den beiden Luftpumpen führten zwei Gummischläuche zu dem Zylinder der Bohrmaschine, und zwar vor und hinter ihren Kolben. Zu Anfang der Arbeit saugte nun

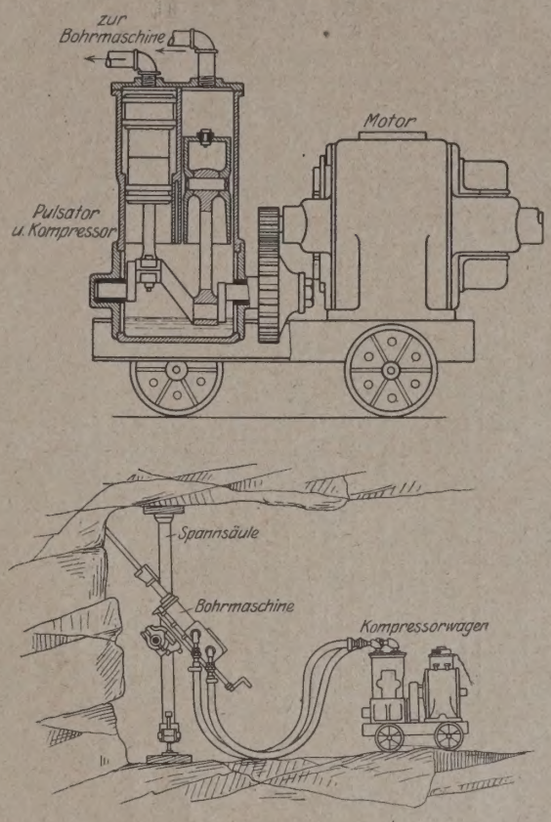


Abb. 4.
Die Ingersollstoßbohrmaschine mit Kompressorwagen.

der Pulsator Außenluft an und preßte sie in seinen beiden Pumpen bis zu einem gewissen Überdruck. War dieser erreicht, so sperrte ein regelbares Ventil die Außenluft ab, und von nun an bewegten die beiden Pumpenkolben immer die gleiche Luftmenge derart, daß der eine Kolben saugte, während der andere drückte. Diese Saug- und Druckwirkung übertrug sich auf den Kolben der Bohrmaschine und verlieh ihm den gewünschten Antrieb. Seine Bewegungen wurden beiderseits durch Luftpolster begrenzt, so daß die Abnutzung nicht stark war. Da sein Hub durch einen Umlaufkanal mit verstellbarem Ventil in weiten Grenzen regelbar war, konnten die Bohrlöcher leicht angesetzt werden. Die Bohrmaschine ruhte in einem Schlitten, welcher an der Spannsäule befestigt war, und wurde durch eine Schraubenspindel mit Handkurbel vorgetrieben. Der Bohrkolben erhielt beim Rückgang in üblicher Weise einen Drall und hatte vorn einen Kopf, in welchem der Bohrer mit Keilring und Keil einfach befestigt ward. Durch die Vereinigung der Saug- und Druckwirkung war die Stoßkraft der Bohrmaschine besonders groß und damit die Möglichkeit gegeben, den Durchmesser des Bohrloches mit 36—42 mm größer zu wählen als bei Verwendung der gewöhnlichen Preßlufthämmer mit 28 mm. Die Maschinen haben sich beim Stollenvortrieb bewährt, und es wurden im Sohlstollen eine große und im Firststollen der Granitstrecke zwei kleinere verwendet. Ihre schwerfällige Handhabung beschränkte jedoch ihre Verwendung beim Vollausbruch zu stark. Auch die Isolierung der Kabelzuleitungen im feuchten Stollen war häufig mangelhaft, so daß die ganze Verwendung weniger bequem war als bei den Handbohrhämmern und später aufgegeben wurde. Während des Stollenvortriebes wurde das angefahrene Sickerwasser, das in dem Granit nicht häufig

war, vor dem Durchschlage zuerst mit Handpumpe und später aus einem Hauptsumpfe mit elektrisch betriebener Kreiselpumpe den Berg hinauf zum Ostportale gepumpt und dem Neckar in einem alten Dohlen zugeleitet.

Für den Stollenvortrieb wurde eine kleine Werkstätte und Schmiede eingerichtet. Der Stollenausbruch wurde mit Benzollokomotiven gefördert, welche aber häufige Betriebsstörungen hatten. Neben dem normalspurigen Anschlußgleis im Bahnhof Karlstor wurde ein Schüttgerüst gebaut, von dem aus der Tunnelausbruch in die X-Wagen gekippt wurde. Ein Teil des Ausbruches kam auch unmittelbar in die Neckaranschüttung, welche für die geplante Erweiterung des Bahnhofes Karlstor notwendig war.

3. Der Hauptlagerplatz. Die Hauptmasse des Tunnelausbruches kam in die Anschüttung für den neuen hochliegenden Verschubbahnhof, welchem sie von der Westseite auf der 90 cm weiten Dienstbahn und von der Ostseite auf Normalspur zugeführt wurde. Der Hauptlagerplatz für Baustoffe wie Holz, Sand und Steine wurde 1½ km vom Westportal entfernt auf der Anschüttung des neuen Verschubbahnhofes eingerichtet und hatte einen, später zwei Vollbahnanschlüsse. Im westlichen Voreinschnitt lagerte nur ein kleiner Vorrat von Rund- und Schnittholz und das zeitweilig freigewordene Tunnelholz, welches in der Zwischenzeit getrocknet wurde. Ebenso war hier der Zementschuppen und das Sprengstofflager. Die aus dem Neckartal anrollenden schweren Gewölbquader und Schichtsteine wurden auf dem Hauptlagerplatz von einem fahrbaren, hölzernen Portalkran abgeladen. Es war stets ein großer Steinvorrat vorhanden, und gewöhnlich kamen täglich 10 Wagen Wölbsteine an. Auch am Ostportal war ein kleiner Lagerplatz eingerichtet und bis zum Stollendurchschlag in Betrieb.

III. Der Bauvorgang.

1. Der Ausbruch.

a) Der Stollenvortrieb. Nach Beendigung der Baueinrichtung wurde im Juni 1909 auf beiden Seiten der Stollenvortrieb begonnen. Der Sohlstollen war im Lichten 2,60 m hoch und 2,75 m breit, da für die Förderung des Ausbruchs große Kastenkipper mit 5 cbm Inhalt verwendet wurden. In Abständen von 200 m wurden Aufbrüche angelegt und von da der Firststollen nach beiden Richtungen vorgetrieben, welcher 1,80 m hoch und 1,80 m im Lichten breit war. Beide Stollen erhielten in den besseren Strecken Unterzüge und in den schlechteren Strecken den Kappenbau oder die Türstockzimmerung (Abb. 5). Im Löß und einigen Verwerfungsstrecken wurde die Getriebezimmerung angewandt. In ganz guten Strecken blieben die Stollen wochenlang auch ohne Einbau stehen. Ehe jedoch der Firststollen vorgetrieben wurde, wurden auch hier im Sohlstollen Unterzüge eingebaut, um das Niederbrechen der etwa 3 m starken Gesteinsplatte zwischen beiden Stollen zu verhindern. Da der Stollendurchschlag auf Oktober 1910 vertraglich festgelegt war, wurde auf beiden Seiten Tag- und Nachtbetrieb in zwei elfstündigen Schichten eingerichtet. Der Durchschlag erfolgte am 29. Oktober 1910 nach 69 Wochen Arbeitszeit in 1501 m Entfernung vom Westportal. Die Handbohrhämmer erzielten auf der im Sandstein liegenden Westseite einen mittleren Tagesfortschritt von 2,74 m, während die Ingersollbohrmaschine der Ostseite im Granit einen täglichen Fortschritt von 2,17 m hatte. Der mittlere Tagesfortschritt beider Seiten zusammen beträgt 2,46 m. Die Westseite erzielte die größte Tagesleistung mit 3,85 m bei einem mittleren Stollenquerschnitt von 10,50 qm.

b) Der Vollausbruch. Auf der Westseite wurde kurz nach dem Stollenvortrieb im August 1909 auch mit dem Voll-

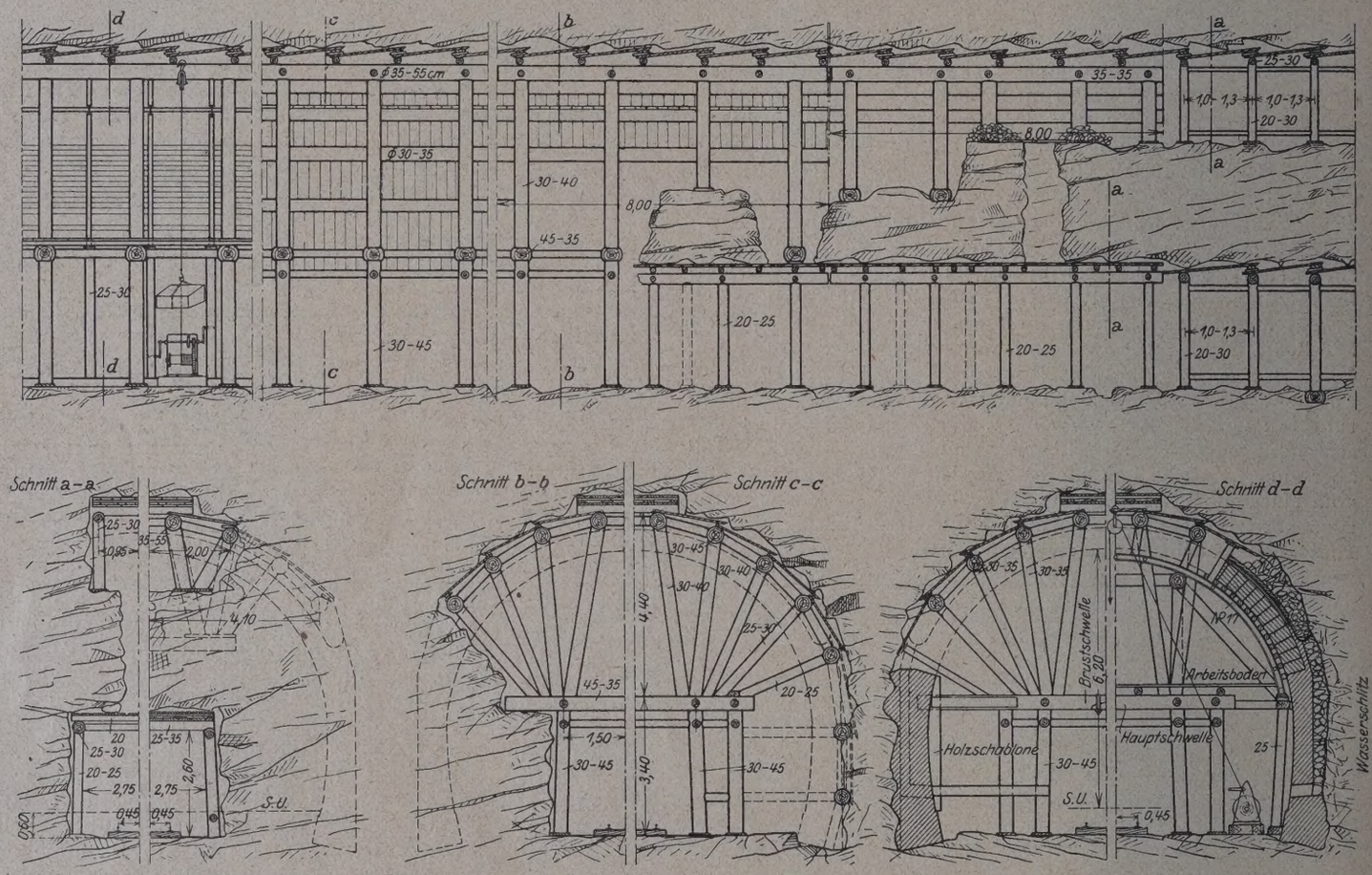


Abb. 5. Der Bauvorgang von Ausbruch und Mauerung. Längsschnitt und Querschnitte.

ausbruch begonnen, während er auf der Ostseite erst im Frühjahr 1910 einsetzte. Als Ringlänge war für den zweigleisigen Tunnel 8 m gewählt worden. Beiderseits des Firststollens wurde die Kalotte ausgeweitet und das erste Kronholzpaar unter den Kappen des Firststollens eingezogen. Der Abraum wurde durch Schuttlöcher in die darunter stehenden großen Förderwagen gebracht. Nach dem Einbau des zweiten Kronholzpaares wurde der Firststollen um 1,20 m vertieft und die Kalotte bis zum dritten Kronholzpaar verbreitert. Sämtliche Kronhölzer wurden auf den quer zur Tunnelachse gelegten Hilfsschwellen abgestützt. Darauf wurde die noch 0,80 m starke Gesteinsplatte bis zum Sohlstollen durchgeschlitzt und die endgültigen Querschwellen aus 0,35 m starkem waldkantigem Holz eingezogen. Somit wurde im allgemeinen der richtige Schwellenbau angewendet und der ursprünglich vorgesehene Langständerbau aufgegeben, der zwar mehr Steifigkeit besitzt, aber für seine Ständer lange und schwere Hölzer verlangt. Vielleicht wäre die Firstschlitzmethode noch vorteilhafter gewesen als der Schwellenbau, da es hier vor allem auf eine rasche endgültige Abfangung des 1. Kronholzpaares ankam. Die Hauptbelastung war in der Regel im Scheitel und genau lotrecht. Je nach dem Gebirge wurden 4—6 Hauptschwellen in einem Ringe eingebaut. In der Lößstrecke und in den Verwerfungen traten zu den Kronhölzern noch die Wandruten hinzu. Jede Hauptschwelle wurde durch 2 Ständerpaare abgestützt. Versuchsweise wurde in guten Strecken an Stelle des Schwellenbaues eine leichte Deckenverschalung verwandt, welche auf Querhölzern und sogenannten Bühnlöchern in der Kalotte aufruhte (Abb. 6). Auf der Westseite waren im allgemeinen immer 4 Ringgruppen gleichzeitig im Ausbruch, während auf der Ostseite anfänglich nur 2 und erst gegen Schluß 4 Ausbruchpartien arbeiteten. Um die teure Unterhaltung des Holzbaues am Sohlstollen zu beschränken, wurden nach dem Durchschlage in dem schlechten Gebirge möglichst viele Stellen gleichzeitig oder rasch hintereinander angegriffen. Abgesehen von der Lößstrecke wurden immer 2 Ringe zusammen ausgebrochen, um die 8 m langen, schweren Kronhölzer besser handhaben zu können.

Abb. 6.
Ringe 291, 292 im Ausbruch. Im vorderen Ring 291 die kleine Ingersollbohrmaschine und in der Kalotte Bühnlochbau. Dahinter Schwellenbau mit Unterzügen.

Beim Stollenvortrieb endete die eigentliche Dienstbahn immer etwa 50 m vor Ort. Auf der Reststrecke war ein fliegendes leichtes Gleis mit Weiche und Gleisstumpf als Ausweiche gelegt. Auf dem Gleisstumpf standen kleine Kastenkipper mit ¾ cbm Inhalt, welche einzeln vor Ort beladen und auf das Hauptgleis zurückgeschoben wurden. Ein guter Schaufelboden wurde dadurch hergestellt, daß immer vor dem Sprengen ein größeres Schleppblech auf die Sohle gelegt wurde. Bei allen Sprengarbeiten wurde Sicherheitssprengstoff wie Donarit, Astralit, Westfalit u. dergl. verwendet und dadurch die bei Dynamit unausbleibliche Gefahr vermieden. Es kam kein einziger Unglücksfall bei den Sprengarbeiten vor. Elektrische Zündung wurde nicht angewendet, sondern die einfache Zündschnur genommen."

c) Besonderes. Die im Löß liegende Anfangsstrecke des Tunnels unterfährt den mit Villen bebauten Hang des Gaisberges. Über Ring 7 steht ein wertvolles Haus mit einer Ecke nur 2,40 m vom Tunnelwiderlager entfernt, das mit seinem Kellerboden nur 7 m über dem Gewölbe liegt. Bei Ring 11 hat ein zweites Haus zwischen Keller und Gewölbe nur 14 m Zwischenlagerung. Zunächst wurden die beiden Ringe 7 und 10 schnell ausgebrochen und hochgemauert. Trotz aller Vorsicht hatte sich jedoch in beiden Ringen die geringe Überlagerung beim Auswechseln des hölzernen Einbaues erheblich gesenkt und die Häuser hatten Not gelitten. Da auch eine Beschränkung der Ringlänge auf 4 m bei Ring 11 und 12 keine Besserung brachte, mußte das Haus über Ring 11 erworben werden. Bei der anderen Partie brach man nun die weniger gefährlichen Ringe 5 und 9 — diesen in zwei Hälften — aus und führte die Mauerung rasch hoch. Um in den Zwischenringen 6 und 8 das wiederholte Holzauswechseln zu vermeiden, wurden an Stelle der üblichen Kronhölzer breitflansichige I-Träger Normalprofil 47½ B von 8,70 m Länge eingezogen (Abb. 7). Unter den Kappen des Firststollens lagen 3 Träger und auf jeder Seite weitere 4, welche miteinander verschraubt wurden. Die Träger lagen auf beiden fertigen Nachbargewölben auf und wurden in deren Übermauerung eingemauert. Die beiden Nachbargewölbe blieben eingerüstet. Die eisernen Träger eines Ringes wurden noch auf 3 Hauptschwellen in üblicher Weise abgestützt. Bei dem Mauern des Ringgewölbes wurden sie in die Übermauerung einbezogen und von der Firstverschalung wurde nur so viel Holz entfernt, als ohne Nachgeben der Überlagerung möglich war. Dadurch wurden weitere Einsenkungen der Oberfläche vermieden und das erste Haus erhalten, wenn auch das Hochbringen der 1,65 Tonnen schweren Träger recht schwierig war.

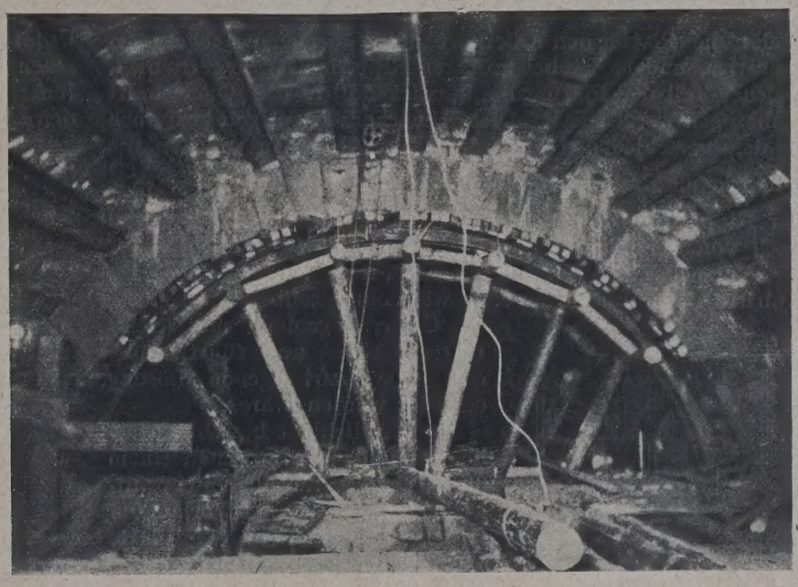


Abb. 7. Der eiserne Einbau in der Lößstrecke.

Große Mühe verursachten auch die Strecken des Buntsandsteines, auf welchen in der First die über 2 m starke Rötel-

bank angeschnitten wurde, da diese keine Tragfähigkeit besaß und zu leicht niederging und zerbrach. Auch die Granitringe waren gefährlich, in welchen die Gesteinsstiche aufrecht standen. Gewöhnlich war in den Flächen Kaolin eingelagert, welches bei Vorhandensein von Sickerwasser sie zu Gleitflächen ausbildete und die Felsplatte zwischen zwei Stichen gerne abrutschen ließ.

In einem Falle, wo die Felsplatte zwischen First und Sohlstollen zwei solcher Flächen aufwies, wurde durch die Erschütterung des vorbeifahrenden Bauzuges der Niederbruch bewirkt und der Schlußteil des Zuges mitsamt dem Schlußbremser verschüttet. Der Niederbruch wurde dadurch beseitigt, daß sofort auf dem Schutthaufen starke 8 m lange Rundhölzer parallel der Tunnelachse verlegt und unter der unregelmäßigen First Kronhölzer eingezogen wurden, welche gegenseitig abgesteift wurden. Durch den Schutthaufen wurde dann von beiden Seiten aus der Sohlstollen wieder vorgetrieben. Die Kappen der Türstöcke wurden unter den Langhölzern eingezogen und übernahmen damit zugleich die Last der Kronhölzer. Hierauf konnte die ganze Einbruchmasse gefahrlos entfernt werden. (Schluß folgt.)

DIE MITWIRKENDE PLATTENBREITE.

Von Dr. techn. R. Bortsch, Brünn.

Bei einem Plattenbalken, auch Rippenplatte genannt, bildet die Platte den Obergurt des T-förmigen Trägerquerschnittes, und es ist bei größerer Rippenentfernung fraglich, welcher Teil der Platte als „mitwirkend" in den Querschnitt einbezogen werden darf. Diese Unsicherheit spiegelt sich auch in den verschiedenen Verordnungen wieder, in welchen die mitwirkende Breite abwechselnd von der Stützweite $\left(\frac{1}{3}, \frac{1}{4}\right)$ der Rippe, der Breite derselben, der Höhe des Trägers und auch von der Plattenstärke in Abhängigkeit gebracht wird.

Versuche zur Klärung dieser Frage wurden von Prof. Schüle, Baudirektor Bach sowie vom Eisenbetonausschusse des Österr. Ingenieur- und Architektenvereines ausgeführt, ohne daß eine befriedigende Lösung erreicht worden wäre.

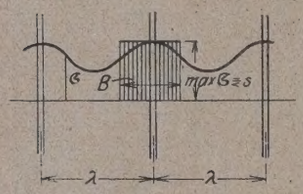


Abb. 1.

In Wirklichkeit besteht natürlich keine Grenze zwischen einem mitwirkenden und einem nicht mitwirkenden Teile, da der Verlauf der Druckspannungen in der Platte nach einer stetigen Kurve erfolgt (Abb. 1). Die größten Beanspruchungen treten über den Rippen auf und es müssen dieselben unter der zulässigen Grenze verbleiben.

$$\sigma_{max} \leqq \sigma_d$$

$$\int_{-\frac{\lambda}{2}}^{+\frac{\lambda}{2}} \sigma \, dy = B \, \sigma_{max} = B \, s$$

$$B = \frac{\int_{-\frac{\lambda}{2}}^{+\frac{\lambda}{2}} \sigma \, dy}{s} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots (1$$

Hierin ist dann B die mitwirkende Plattenbreite.

Für verschiedene Belastungsfälle bei einem Tragwerke ist nun der Verlauf der Kurve für σ auch verschieden und es ist deshalb auch B kein fester Wert.

Es soll nun im folgenden angedeutet werden, wie die Funktion σ auf rechnerischem Wege ermittelt werden kann. Hierbei wird die Aufgabe vorläufig auf verhältnismäßig hohe Rippen und schwache Platten eingeschränkt, damit man vom Spannungsunterschiede zwischen Punkten der Darauf- und Untersicht absehen kann.

I. Rippenplatte beansprucht durch zwei gleich große positive Einspannungsmomente.

Das Spannungsbild nach Abb. 1 ist das Resultat der Übereinanderlagerung von einfachen Diagrammen, von denen ein jedes zu einer einzelnen Rippe gehört. Es wird daher die Untersuchung wesentlich vereinfacht werden, wenn man zuerst einen Plattenbalken mit einer einzigen Rippe und sehr breiter (unendlich) Platte untersucht. Zur Vereinfachung werden alle nicht unmittelbar berührenden Umstände wie Eigengewicht der Platte, Momente in derselben außer acht gelassen.

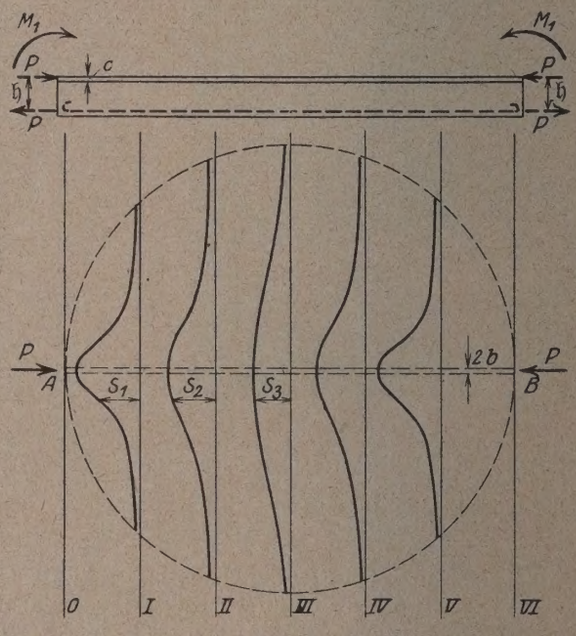


Abb. 2.

Plattenbalken mit sehr breiter Platte: Spannungen in der Platte hervorgerufen durch zwei Einspannungsmomente.

Die Wirkung der beiden Einspannungsmomente läßt sich ersetzen durch Kräftepaare

$M = P\,h$ (Abb. 2). Die beiden Druckkräfte P, verteilt auf die Rippenbreite 2 b und Plattendicke c, beanspruchen die Platte auf Druck. In den Punkten A u. B wirken die Kräfte konzentriert, während in entfernteren Schnitten sich dieselben in Spannungsdiagramme auflösen.

Zur Ermittlung derselben beschäftigen wir uns zuerst mit der vorbereitenden Aufgabe (Abb. 3), die Spannungen in einer unendlich großen Platte durch eine in der Ebene wirkende Einzellast P zu ermitteln.

Die Lösung dieser Aufgabe ist bekannt (siehe Love, Lorentz) und es können in jedem Punkte der Platte die drei Kraftkomponenten σ_x, σ_y und τ angegeben werden. Nachdem es hier nur auf σ_x, weiterhin mit σ bezeichnet, ankommt, wird nur diese Komponente weiter behandelt.

$$\sigma = \frac{2\,P}{\pi\,c} \cdot \frac{\cos^3 \varphi}{r} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots (2$$

Hierfür kann man setzen:

$$\sigma = \frac{2P}{\pi c} \cdot \frac{x^3}{(x^2+y^2)^2} = \frac{2M}{\pi c \mathfrak{h}} \cdot \frac{x^3}{(x^2+y^2)^2} \quad \ldots\ldots (3$$

Hierbei ist P auf die Dicke der Platte c und auf eine unendlich kleine Breite (y) verteilt vorausgesetzt.

Für $x = o$, $y = o$ wird $\sigma = \infty$, was durch die örtliche Wirkung der Einzelkraft auf die unendlich kleine Angriffsfläche $c\,dy = o$ erklärlich ist.

Nennen wir die Rippenbreite 2 b, so kann die Kraft P auf diese Breite verteilt werden, und es ist:

$$p = \frac{P}{2b} = \frac{M}{2b\mathfrak{h}}.$$

Jedes Kraftelement p dy (Abb. 4) erzeugt nun für sich ein Spannungsbild (nach Abb. 3), und das wirkliche Spannungsdiagramm wird durch Summierung der Einzelbilder er-

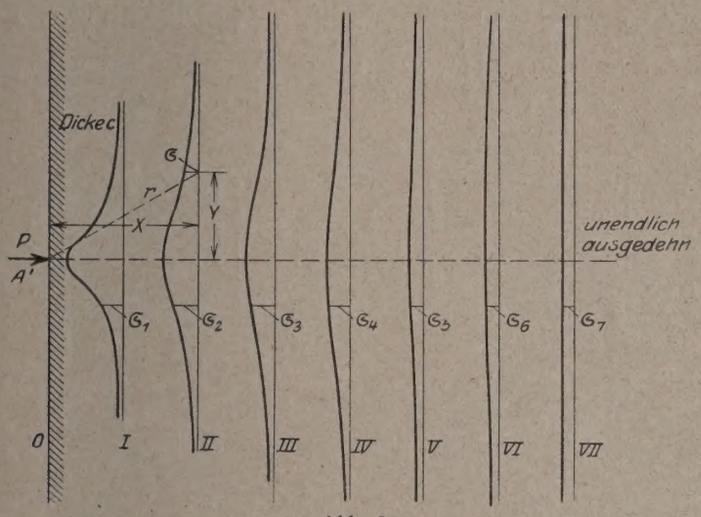


Abb. 3.
Unendlich ausgedehnte Platte: Spannungen infolge einer am Rande angreifenden in der Ebene der Platte wirkenden Einzellast.

halten. Ein Punkt T(x, y) erfährt durch die Kraft p dy eine Beanspruchung:

$$d\sigma = \frac{2p\,dy}{\pi c} \cdot \frac{x^3}{[x^2+(y-\eta)^2]^2}$$

und nach durchgeführter Integration:

$$\sigma = -\frac{p}{\pi c}\left[\operatorname{arctg}\frac{y-\eta}{x} + \frac{x(y-\eta)}{(y-\eta)^2+x^2}\right]_{\eta=-b}^{\eta=b}$$

$$\sigma = \frac{M}{2b\mathfrak{h}\pi c}\left[\operatorname{arctg}\frac{b+y}{x} + \operatorname{arctg}\frac{b-y}{x} + \frac{x(b+y)}{(b+y)^2+x^2} + \frac{x(b-y)}{(b-y)^2+x^2}\right] \quad (4$$

für $y = o$: $$\frac{M}{b\mathfrak{h}\pi c}\left[\operatorname{arctg}\frac{b}{x} + \frac{bx}{x^2+b^2}\right] \quad \ldots\ldots (4a$$

Die Formeln (4) und (4 a) brauchen aber nur für kleine Werte von x und y angewendet werden, da sich die Kraft P rasch verteilt und alsdann auch die Formel (3) richtige Werte liefert.

Würde man σ an jeder Stelle normal zur Plattenoberfläche auftragen, so würde sich ein Spannungshügel ergeben, dessen höchste Erhebung bei A ist. Denken wir uns diesen Hügel durch Ebenen in den Abständen $x = 1, 2 \ldots$. geschnitten, und die erhaltenen Schnittfiguren in die Ebene umgelegt, so wird der Spannungshügel in der Ebene darstellbar (Abb. 3).

Die nach den Formeln (3) und (4) erhaltenen Spannungen σ gelten für die unendlich ausgedehnte Platte. Es soll nun versucht werden, die Spannungen in der Platte von der endlichen Breite l (Stützweite) zu ermitteln, wenn dieselbe von zwei entgegengesetzten Kräften P (Abb. 2) beansprucht wird. Diese Spannungen s lassen sich aus den bisher berechneten Spannungen σ ableiten.

Denken wir uns zunächst (Abb. 5) die Platte A'A'' nach abwärts unendlich weit ausgedehnt, so entstehen unter dem Einflusse der in A wirkenden Kraft P Spannungsbilder σ_A und insbesondere in B'B'' ein solches σ_A^B. In der endlich breiten Platte A'A'' — B'B'' hingegen muß dieses Bild verschwinden, weil die Randspannungen Null sein müssen. Wir erfüllen diese Forderung dadurch, daß wir zu σ_A^B ein Zugspannungsbild gleicher Größe und Form hinzufügen, welches auch die benachbarten Spannungsbilder beeinflussen, und zwar verkleinern wird. Das negative Spannungsbild erzeugen wir dadurch, daß

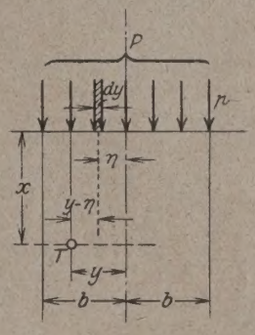


Abb. 4.

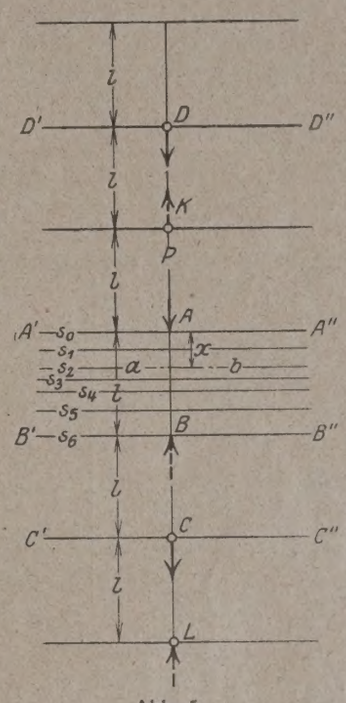


Abb. 5.

wir uns eine unendlich ausgedehnte Platte von C'C'' nach aufwärts gehend denken, und in C eine Zugkraft P nach abwärts wirkend.

Dieselbe erzeugt Spannungsbilder σ_C und insbesondere in B'B'' ein solches σ_C^B. Es ist nun wegen der vorhandenen Symmetrie in bezug auf B'B'' $\sigma_A^B = -\sigma_C^B$. Denken wir uns nun die beiden Gruppen von Spannungsbildern übereinandergelegt, so wird B'B'' spannungslos. Leider bleibt aber in A'A'' ein Spannungsbild σ_C^A übrig, welches aber flach ist und kleinere Ordinaten besitzt. Dasselbe vernichten wir nun, indem wir an einer von D'D'' nach abwärts reichenden Platte in D eine Druckkraft P angreifen lassen und die so erhaltenen Spannungsbilder σ_D über die bisherigen lagern. In A'A'' heben sich $-\sigma_C^A$ und σ_D^A auf, in B'B'' aber bleibt ein noch flacheres Bild σ_D^B übrig, welches wieder durch ein Spannungsbild $-\sigma_E^B$ beseitigt wird usw.

Die tatsächliche Spannung s in einem Punkte der Platte ergibt sich nun durch Übereinanderlagerung aller dieser Spannungsbilder aus einer konvergierenden Reihe:

$$s_A = \sigma_A - \sigma_C + \sigma_D - \sigma_E + \sigma_F - \cdots$$

Teilen wir l in 6 gleiche Teile, so wird beispielsweise:

$$s_{A_1} = \sigma_1 - \sigma_{11} + \sigma_{13} - \sigma_{23} + \sigma_{24} - \cdots$$

Das geschilderte Verfahren läßt sich durch folgende Vorstellung verdeutlichen:

Vom Punkte A geht eine positive (Druck-) Spannungswelle aus, welche, sich rasch verbreiternd, zum Rande B'B'' kommt, dort reflektiert wird und als negative (Zug-) Welle, sich weiter verbreiternd, zurückkehrt. Sie wird am Rande A'A'' wieder reflektiert, wodurch sie sich abermals in eine positive Welle verwandelt. Dieser Vorgang wiederholt sich unendlich oft, aber die Wellen verflachen immer mehr, bis sie einflußlos werden. Denken wir uns alle diese Wellen gleichzeitig bestehend und erstarrt, so erhalten wir ein System von Spannungshügeln. Die tatsächliche Spannung in einem Punkte der Platte ergibt sich durch die algebraische Summierung der Ordinaten der einzelnen Hügel in diesem Punkte.

In gleicher Weise werden die Spannungen s_B infolge der in B angreifenden Kraft durch Übereinanderlagerung von Spannungsbildern erhalten, und zwar:

$$s_B = \sigma_B - \sigma_K + \sigma_L$$

und beispielsweise

$$s_{B_1} = \sigma_5 - \sigma_7 + \sigma_{17} - \sigma_{19} + \cdots$$

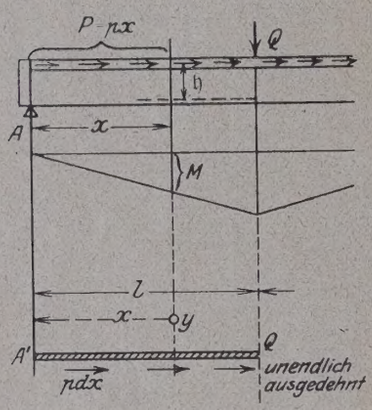


Abb. 6.

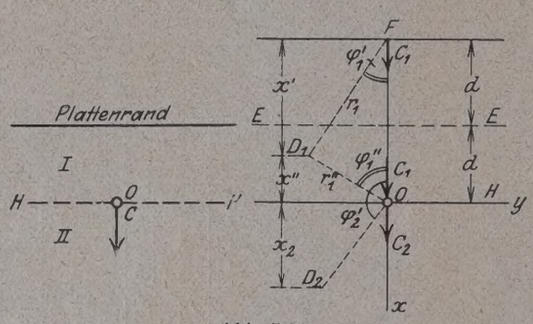


Abb. 7.

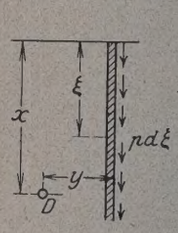


Abb. 8.

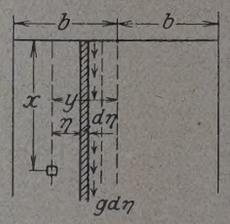


Abb. 9.

Die gesamte Spannung $s = s_A + s_B$ und

$$\left.\begin{aligned} s_1 &= \sigma_1 + \sigma_5 - \sigma_7 - \sigma_{11} + \sigma_{13} + \sigma_{17} - \sigma_{19} - \sigma_{23} + \cdots \\ s_2 &= \sigma_2 + \sigma_4 - \sigma_8 - \sigma_{10} + \sigma_{14} + \sigma_{16} - \sigma_{20} - \sigma_{22} + \cdots \\ s_3 &= 2\,[\sigma_3 - \sigma_9 + \sigma_{15} - \sigma_{21} + \sigma_{27} - \sigma_{33} + \cdots] \\ s_4 &= s_2 \\ s_5 &= s_1 \\ s_6 &= s_0 = 0 \end{aligned}\right\} \quad \cdots (5$$

Diese Spannungen wurden nach Ausrechnung umfangreicher Tabellen ermittelt und man erhielt Spannungskurven, deren Bild in Abb. 3 wiedergegeben ist. Wenn man über A—B als Durchmesser einen Kreis beschreibt, so fallen alle Spannungsdiagramme bis auf unwesentliche Reste in denselben.

Professor Schüle prüfte Platten durch zwei Einzelkräfte und er ermittelte Spannungsdiagramme, welche zwar ähnlich wie in Abb. 2 verlaufen, doch stimmen die Ordinaten besonders für größere y nicht gut überein. Die Ursache dürfte in der verhältnismäßig geringen Länge der Platten (y-Richtung) liegen.

Es soll noch darauf hingewiesen werden, daß Prof. Schüle aus diesen Versuchen folgerte, daß die mitwirkende Plattenbreite $B = \frac{1}{4}$ wäre (schweizerische Vorschrift). Nachdem aber die genannte Anordnung lediglich der Belastung eines Plattenbalkens durch zwei Einspannungsmomente entspricht, also einem Belastungsfalle, welcher in der Praxis kaum vorkommt, ist diese Folgerung meiner Ansicht nach unzulässig.

Die Nachprüfung der Formeln (5) kann auch nach den Formeln von Hertz (Beanspruchung von Zylindern) erfolgen und es ergibt sich hierbei eine gute Übereinstimmung.

II. Rippenplatte, beansprucht durch Einzelkräfte.

Auch bei diesem Belastungsfalle kann die Wirkung des Momentes durch Kräfte ersetzt werden, welche in der Ebene der Platte (in halber Dicke) wirken. Nachdem das Moment linear wächst, muß auch $P = \frac{M}{\mathfrak{h}}$ linear zunehmen, also $P = p\,x$.

Wir haben hier eine Linienbelastung vor uns, welche die Platte (Abb. 6 b) in ähnlicher Weise beansprucht, wie etwa eine schwebende, sich selbst tragende Scheidemauer eine dieselbe stützende Hauptmauer.

Zur Lösung dieser Aufgabe muß zunächst ein vorbereitendes Problem behandelt werden, welches bisher in der Literatur nicht untersucht worden sein dürfte.

Beanspruchung einer Platte durch eine in ihrer Ebene liegende Einzelkraft.

Im Punkte O greife eine in der nach abwärts unendlich weit gedachten Platte, senkrecht zum Plattenrande wirkende Kraft C an, und es sind die parallel zu ihr liegenden Spannungskomponenten σ zu ermitteln. Wir lösen die Aufgabe näherungsweise dadurch, daß wir durch O einen Schnitt H—H parallel zum Rande der Platte führen. Die Kraft C wird in zwei vorläufig noch unbekannte Anteile C_1 und C_2 zerlegt, von welchen C_1 in I allein Spannungen hervorruft und insbesondere auch solche σ' im Schnitte H—H. Die Platte II wird durch C_2 belastet und außerdem durch die Spannungen σ'. Das Verhältnis $C_1 : C_2$ erhält man aus der Bedingung, daß die Ränder der beiden Platten I und II in H—H die gleichen Formänderungen erleiden müssen.

Wir denken uns die Platte I zunächst auch unendlich ausgedehnt. Im Punkte D_1 ist dann (Abb. 7):

$$\sigma = -\,C_1 \frac{\cos^4 \varphi_1'}{x''} \quad \text{(Zugspannung)}$$

und am Rande E — E:

$$\sigma_E = -\,C_1 \frac{\cos^4 \varphi_1''}{a}$$

Diese Spannung muß aber zu Null gemacht werden, und dieses erzielen wir, indem wir im Punkte F eine Kraft C_1 (Druck) anbringen, durch welche in E — E ein Druckdiagramm erzeugt wird.

$$\sigma_E = C_1 \frac{\cos^4 \varphi_1'}{a}.$$

Wenn wir auf diese Weise die Randspannung zu Null machen, wird auch σ richtiggestellt und es ist nunmehr:

$$\sigma = C_1 \left[-\frac{\cos^4 \varphi_1''}{x''} + \frac{\cos^4 \varphi_1'}{x'} \right] = C_1 \left[-\frac{\cos^4 \varphi_1''}{x''} + \frac{\cos^4 \varphi_1'}{2a - x''} \right].$$

Am Rande der Platte ist nun $x' = x'' = a$, $\varphi_1' = \varphi_1''$, $\sigma = 0$.

Im Schnitte H — H erhält man $x'' = 0$, $\varphi_1'' = \frac{\pi}{2}$, $x' = 2a$,

$$\sigma' = C_1 \frac{\cos^4 \varphi_1'}{2a} \text{ [Druck].}$$

Die Platte II wird an ihrer oberen Begrenzung durch σ' und außerdem durch die Teilkraft C_2 belastet. Ihre Spannung ist sohin:

$$\sigma = C_1 \frac{\cos^4 \varphi_1'}{2a + x_2} + C_2 \frac{\cos^4 \varphi_2''}{x_2}.$$

An der Begrenzungsstelle H—H der beiden Platten müssen die Formänderungen gleich sein, und daher auch die dieselben verursachenden Kräfte, also $C_1 = C_2 = \frac{C}{2}$, wie auch durch eine genauere Untersuchung erwiesen werden könnte. Die gemeinsame Formel für beide Platten lautet dann:

$$\sigma = \frac{C}{2}\left[\frac{\cos^4\varphi}{x} + \frac{\cos^4\varphi'}{2a+x}\right] \quad \ldots\ldots\ldots \quad (6$$

Für den Plattenrand E ist $x = -a$, $\varphi = \varphi'$ und $\sigma = o$. Für den Punkt O ist $x = o$, $\sigma = \infty$.

Für $a = o$ wird:

$$\sigma = C\,\frac{\cos^4\varphi}{x}$$

dentisch mit der Formel (2).

Mit Benützung der Formel (6) können wir nunmehr die durch eine Linienbelastung verursachten Spannungen ermitteln. Es ist nun in der genannten Formel zu ersetzen:

a durch ξ, $\cos\varphi$ durch $\frac{x-\xi}{\sqrt{(x-\xi)^2+y^2}}$, $\cos\varphi'$ durch $\frac{x+\xi}{\sqrt{(x+\xi)^2+y^2}}$

und $\frac{P}{2}$ durch $\frac{p\,d\,\xi}{\pi\,c}$:

$$d\sigma = \frac{p}{\pi\,c}\left\{\frac{(x-\xi)^3}{[(x-\xi)^2+y^2]^2} + \frac{(x+\xi)^3}{[(x+\xi)^2+y^2]^2}\right\} d\xi \quad . \quad (6a$$

Nach Durchführung der Integration erhält man, wenn die halbe Stützweite mit l bezeichnet wird:

$$\sigma = \frac{p}{2\pi\,c}\left\{\ln\frac{(l+x)^2+y^2}{(l-x)^2+y^2} - 1 + \frac{(l-x)^2}{(l-x)^2+y^2} + \frac{y^2}{(l+x)^2+y^2}\right\} \quad (7$$

oder:

$$\sigma = \frac{p}{2\pi\,c}\left\{\ln\frac{(l+x)^2+y^2}{(l-x)^2+y^2} - \frac{4\,l\,x\,y^2}{[(l-x)^2+y^2]\,[(l+x)^2+y^2]}\right\} \quad . \quad (8$$

Für $y = o$ und $x = l$ ergibt sich $\sigma_x = \infty$.

Es muß daher wieder an dieser Stelle die Stegbreite 2 b berücksichtigt werden:

$$g = \frac{p}{2\,b};$$

nach Formel (7) und Abb. 9 ist:

$$d\sigma = \frac{g}{2\pi\,c}\left\{\ln\frac{(l+x)^2+\eta^2}{(l-x)^2+\eta^2} - 1 + \frac{(l-x)^2}{(l-x)^2+\eta^2} + \frac{\eta^2}{(l+x)^2+\eta^2}\right\} d\eta.$$

Integrieren wir einmal in den Grenzen für $\eta = o$ bis $b - y$ und dann von $\eta = o$ bis $\eta = b + y$ und addieren die Werte, so erhalten wir:

$$\sigma = \frac{g}{2\pi\,c}\left\{(b+y)\ln\frac{(l+x)^2+(b+y)^2}{(l-x)^2+(b+y)^2} + (b-y)\ln\frac{(l+x)^2+(b-y)^2}{(l-x)^2+(b-y)^2}\right.$$
$$+ (l+x)\left[\operatorname{arctg}\frac{b+y}{l-x} + \operatorname{arctg}\frac{b-y}{l+x}\right]$$
$$\left. - (l-x)\left[\operatorname{arctg}\frac{b-y}{l-x} + \operatorname{arctg}\frac{b-y}{l-x}\right]\right\} \quad \ldots\ldots \quad (9$$

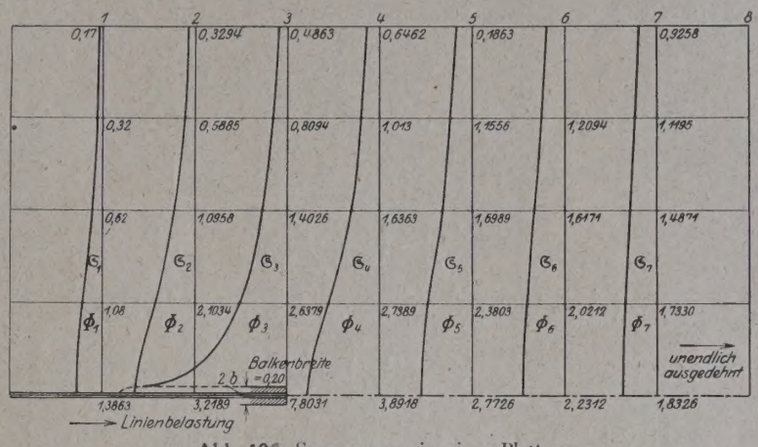


Abb. 10. Spannungen in einer Platte, hervorgerufen durch eine in ihr wirkende Einzellast.

Für $y = o$ und $2\,b\,g = p$ ergibt sich:

$$\sigma = \frac{p}{2\pi\,c}\left[\ln\frac{(l+x)^2+b^2}{(l-x)^2+b^2} + \frac{l+x}{b}\operatorname{arctg}\frac{b}{(l+x)} - \frac{(l-x)}{b}\operatorname{arctg}\frac{b}{(l-x)}\right] \quad (9a$$

Setzen wir noch insbesondere $x = l$, so erhalten wir den Größtwert:

$$\sigma_{max} = \frac{p}{2\pi\,c}\left[\ln\frac{4\,l^2+b^2}{b^2} + \frac{2\,l}{b}\operatorname{arctg}\frac{b}{2\,l}\right] \quad \ldots\ldots \quad (9b$$

Am Rande der Rippe für $y = \pm b$ ergibt sich:

$$\sigma = \frac{p}{2\pi\,c}\left[\ln\frac{(l+x)^2+4\,b^2}{(l-x)^2+4\,b^2} + \frac{l+x}{2\,b}\operatorname{arctg}\frac{2\,b}{(l+x)} - \frac{(l-x)}{2\,b}\operatorname{arctg}\frac{2\,b}{(l-x)}\right] \quad (10$$

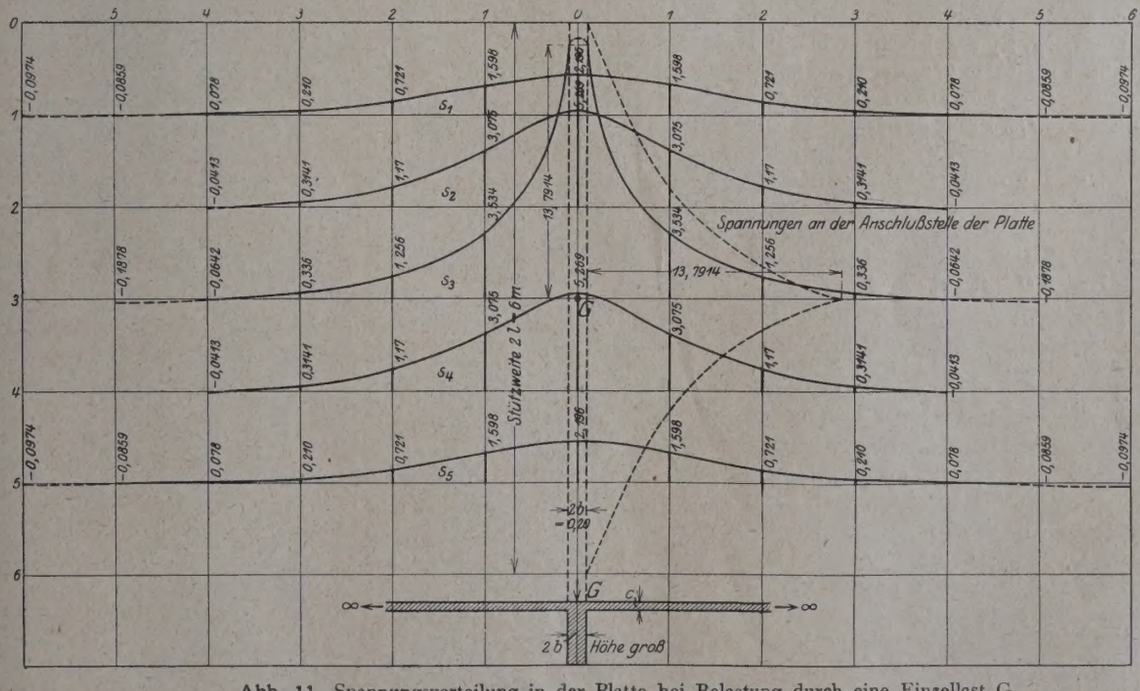


Abb. 11. Spannungsverteilung in der Platte bei Belastung durch eine Einzellast G.

Es wurde nun bei einer Stützweite von 6 m vorerst eine Einzellast in die Trägermitte gestellt, dann ist $l = 3$. Aus den vorstehenden Formeln (9) bis (10) lassen sich nun die Spannungen σ rechnen und zu einem Spannungshügel vereinigen (Abb. 10). Die Diagramme der Querschnitte 1, 2 u. 3 zeigen hier Ordinaten, welche gegen die Symmetrieebene sehr rasch wachsen (vergl. Abb. 3). Eine Verflachung tritt erst in den weiteren Querschnitten 4, 5, ... auf. Bezeichnet Φ den Flächeninhalt eines Diagrammes, so ist:

$$\Phi_2 = 2\,\Phi_1, \quad \Phi_3 = 3\,\Phi_1,$$
$$\Phi_4 = \Phi_5 = \Phi_6 = \cdots = 3\,\Phi_1.$$

Die Spannungen σ treten in der unendlich großen (nach der x- u.

y-Richtung) Platte auf. Aus diesen erhält man die in der endlich breiten Platte auftretenden Spannungen nach den Formeln (5) (Abb. 11).

Die mitwirkende Plattenbreite.

Unter der Voraussetzung, daß die Entfernung der Rippen eine große ist, läßt sich aus den bisherigen Ergebnissen bereits annähernd die mitwirkende Plattenbreite für eine in der halben Stützweite stehende Einzellast Q ermitteln. Hierbei begnügen wir uns vorläufig nach Formel (5) $s_3 = 2\sigma_3$ und mit der jetzigen Bezeichnung $s_{max} = 2\,\sigma_{max}$ zu setzen.

$$p = \frac{Q}{2\,\mathfrak{h}},$$

und wenn in der Formel (10) $x = l$ gesetzt wird,

$$s_{max} = \frac{Q}{2\,\pi\,c\,J}\left[\ln\frac{l^2+b^2}{b^2} + \frac{l}{b}\operatorname{arctg}\frac{b}{l}\right]$$

$$= \frac{Q}{2\,\pi\,c\,J}\left[\ln\left(\frac{l^2}{b^2}+1\right) + \frac{l}{b}\operatorname{arctg}\frac{b}{l}\right]$$

$$\ln\left(\frac{l^2}{b^2}+1\right) = 2\ln\frac{l}{b},\quad \frac{l}{b}\operatorname{arctg}\frac{b}{l} = 1,\quad 2\,b = B,\quad 2\,l = L,$$

die Stützweite $\quad s_{max} = \frac{Q}{2\,\pi\,c\,J}\left[2\ln\frac{L}{B}+1\right]$.

Bezeichnet B_w die mitwirkende Plattenbreite, so ist:

$$s_{max} = \frac{Q\,L}{4}\cdot\frac{1}{\mathfrak{h}\,B_w\,c}$$

und durch Gleichsetzen der beiden Ausdrücke:

$$B_w = \frac{\pi}{2}\cdot\frac{L}{1+2\ln\frac{L}{B}} \qquad \ldots\ldots\ldots\ldots\ (11$$

für	$\frac{L}{B} =$	10	25	50	100	150
ist	$B_w =$	0,28	0,198	0,176	0,154	0,143 L.

Diese Zahlen werden noch eine Modifikation durch die Verschiedenheit der Rippenentfernungen erfahren müssen.

Unsymmetrisch stehende Einzellasten.

Diese Belastungsfälle lassen sich auf den einer symmetrisch stehenden Last zurückführen, und es sind die bereits berechneten Tabellen für σ wieder verwendbar. Setzt man nämlich in der Gleichung (8) statt x, y und l, kx, ky und kl ein, so bleibt σ ungeändert. Der Spannungshügel bleibt ungeändert, nur sind die Abszissen mit k zu multiplizieren. Für eine Last im Abstande von 1 m ist $l = 1$ m, also $k = 1/3$. Statt der Gleichungen (5) sind aber neue Beziehungen aufzustellen, welche aber nach der dort gegebenen Erklärung direkt niedergeschrieben werden können.

III. Gleichförmig verteilte Belastung.

Wenn in einem Querschnitte T (Abb. 12) das Moment M_ξ wirkt, so ist der Druck im Obergurte $\frac{M_\xi}{\mathfrak{h}}$. Die Zunahme des Druckes

$$p = \frac{d}{d_\xi}\left(\frac{M_\xi}{\mathfrak{h}}\right) = \frac{Q_\xi}{\mathfrak{h}},$$

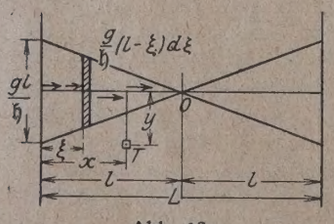


Abb. 12.

wenn Q_ξ die Querkraft bedeutet. Wenn der Hebelsarm der inneren Kräfte konstant ist, erhält man die in der Ebene der Platte anzubringende Belastung, indem man in jedem Querschnitte die Querkraft durch den Hebelsarm der innern Kräfte dividiert. Bei der gleichförmig verteilten äußeren Belastung g ist $p = \frac{g}{\mathfrak{h}}(l-\xi)$, über der Stütze $p_A = \frac{g\,l}{\mathfrak{h}}$ und in der halben Stützweite $p_0 = 0$. Setzen wir p in die Formel (6 a) ein, so erhalten wir:

$$d\sigma = \frac{g}{\mathfrak{h}\,\pi\,c}\left\{\frac{(x-\xi)^3(l-\xi)}{[(x-\xi)^2+y^2]^2} + \frac{(x+\xi)^3(l-\xi)}{[(x+\xi)^2+y^2]^2}\right\}d\xi,$$

Die Integration liefert den Ausdruck:

$$\sigma = \frac{g}{2\,\mathfrak{h}\,\pi\,c}\left\{l\ln\frac{(l+x)^2+y^2}{(l-x)^2+y^2} + x\ln\frac{[(x+l)^2+y^2][(x-l)^2+y^2]}{[x^2+y^2]^2} + \frac{3\,y}{2}\left[\operatorname{arctg}\frac{x+l}{y} - 2\operatorname{arctg}\frac{x}{y} - \operatorname{arctg}\frac{l-x}{y}\right]\right\} \quad (12$$

für $y = 0$:

$$\sigma = \frac{g}{2\,\mathfrak{h}\,\pi\,c}\left[l\ln\frac{(l+x)^2}{(l-x^2)} + x\ln\frac{(l+x)^3(l-x)^3}{x^4}\right] \quad \ldots\ (12a$$

für $y = 0$ und $x = l$ (Trägermitte):

$$\sigma_{max} = \frac{g\,l}{2\,\mathfrak{h}\,\pi\,c}\ln 16 = 0{,}441\,\frac{g\,l}{\mathfrak{h}\,c} \qquad \ldots\ldots\ (12b$$

Die Auswertung dieser Formeln für die Berechnung von Tabellen, welche für viele Werte von x und y angelegt werden müssen, ist bisher nicht durchgeführt worden.

Die mitwirkende Plattenbreite.

Unter den nämlichen einschränkenden Voraussetzungen wie bei der Beanspruchung der Rippenplatte durch eine Einzellast läßt sich aus der Formel (12 b) die mitwirkende Plattenbreite angeben.

$$s_{max} \doteq 2\,\sigma_{max} = 0{,}882\,\frac{g\,l}{\mathfrak{h}\,c};$$

anderseits ist:

$$s_{max} = \frac{M_{max}}{\mathfrak{h}\,B_w\,c} = \frac{1}{8}\cdot\frac{g\,L^2}{\mathfrak{h}\,B_w\,c} = \frac{1}{2}\cdot\frac{g\,l^2}{\mathfrak{h}\,B_w\,c}$$

und durch Gleichsetzung:

$$B_w = 0{,}56\,l = 0{,}28\,L.$$

Dieses ist aber nur eine ganz rohe Annäherung.

Plattenbalken mit mehreren Rippen.

Wenn es gelungen ist, mit Hilfe der Rechnung oder des Versuches das Spannungsdiagramm in der Platte, welches von einer einzigen Rippe hervorgerufen wird, zu ermitteln, erhält man dann das durch mehrere Rippen verursachte Spannungsbild durch Übereinanderlagerung (Superposition) der einfachen Diagramme. Hierbei muß allerdings noch durch Versuche nachgewiesen werden, daß die Rippen die Ausbreitung der Spannungsbilder nicht wesentlich stören. Auf diesem Wege läßt sich sehr leicht der Zusammenhang zwischen Rippenentfernung und größter auftretender Spannung ermitteln. Es ist klar, daß mit zunehmender Rippenentfernung die Ungleichmäßigkeiten in der Spannung wachsen (Abb. 13). Dagegen ist der Einfluß der Spannweite nicht so klar erkennbar. Bei Belastung der Rippe durch zwei an den Enden in entgegengesetzter Richtung wirkende Einspannungsmomente entsteht die größte Beanspruchung am Balkenende und sie ist unabhängig von der Spannweite, hingegen abhängig von der Balkenbreite. Bei der Belastung der Rippenplatte durch Einzellasten ist die größte Beanspruchung in erster Linie von der Balkenbreite und in geringerem Maße von der Stützweite und der Rippenentfernung abhängig. Bei gleichmäßig verteilter Belastung dürfte der Einfluß der Stützweite überwiegen, doch kann vorläufig hierüber nichts Näheres gesagt werden.

Notwendigkeit von Versuchen und einzelne Vorschläge betreffend die Versuchsanordnung.

Die bisher durchgeführten Versuche dürften aus dem Grunde zu keinen befriedigenden Ergebnissen geführt haben, weil sich in den Beobachtungen das Resultat vieler Einzelursachen wiederspiegelte. Die Schüleschen Versuche[1]) 1906 und 1909 ergeben auch aus dem Grunde keine verwendbaren Resultate, weil die Platten zu kurz waren, um unter der Einwirkung von Einzelkräften ungestörte Spannungsbilder zu liefern. Bei den Versuchen Bachs[2]) wurden bereits an breiteren Rippenplatten die Längenänderungen an drei Stellen beobachtet, wodurch ein einfaches Spannungsbild gewonnen wurde. Die Ergebnisse erscheinen aber durch merkwürdige Bewegungen der freien Plattenränder gestört. Entweder traten Knickerscheinungen in der Platte auf, oder die Querschnitte erhielten gekrümmte neutrale Achsen (Abb. 14). Diese Erscheinung wäre durch die Ausbildung von windschief verkrümmten Querschnitten erklärbar.

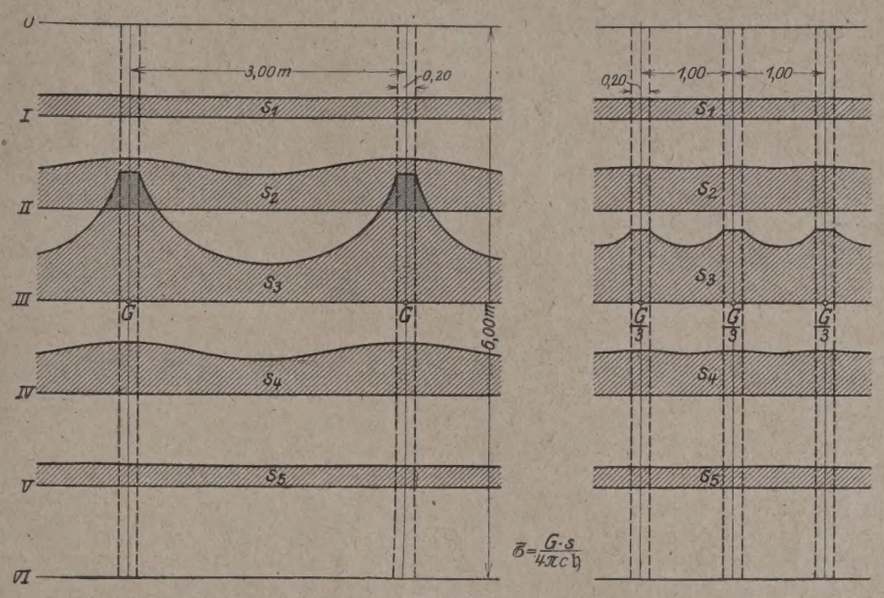


Abb. 13.
Abhängigkeit der Spannungsverteilung von der Verlagsweite der Rippen.

Das Hauptbestreben muß nun darauf gerichtet sein, die Spannungsdiagramme in einer sehr breiten Platte mit einer einzigen Rippe bei verschiedenen Belastungsfällen experimentell zu ermitteln. Hierbei wären Spannweite und Rippenbreite abzuändern, während alle andern Umstände, wie Mischungsverhältnis, Feuchtigkeitsgrad, Alter usw. gleich zu bleiben hätten. Die Versuchsobjekte könnten hierbei nach der in der Abb. 15 enthaltenen Skizze hergestellt werden. Um an zahlreichen Stellen der Plattenoberfläche die Längenänderungen in der x-Richtung messen zu können, wäre es zweckmäßig, an Stelle von Dehnungsmessern einfach konstruierte, untereinander gleiche drehbare Spiegel in größerer Zahl anzuordnen, welche alle gleichzeitig das Bild einer Lichtquelle auf einen Schirm mit Skalenteilung werfen. Anstatt Ablesungen vorzunehmen, könnte die Lage der Bilder photographisch nach jeder wichtigen Belastungsstufe festgehalten werden.

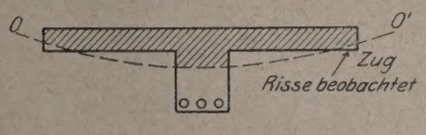


Abb. 14.

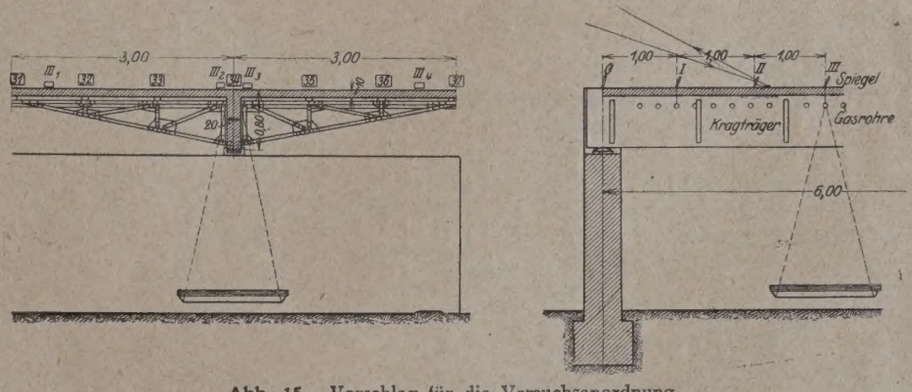


Abb. 15. Vorschlag für die Versuchsanordnung.

Die breite auskragende Platte wird durch eiserne Konsolen getragen und durch Schraubenbolzen derart festgehalten, daß bei völliger Sicherheit gegen Knickung die Verschiebungen parallel zur Rippe möglich bleiben.

Um die erhaltenen Längenänderungen in Spannungen umrechnen zu können, müßten mit Prismen aus dem gleichen Beton Versuche angestellt werden, welche den Zusammenhang dieser beiden Größen ergeben.

Bei den Versuchen brauchen die Probeobjekte nicht zum Bruche gebracht werden; man wird im Gegenteil ein jedes oftmals und verschiedenartig belasten.

Eine zweite Versuchsreihe mit besonders angeordneten Rippen hätte die Frage zu entscheiden, ob eine Rippe die durch eine zweite Rippe erzeugten Spannungsbilder wesentlich stört, ob also das Superpositionsgesetz anwendbar ist. Es dürfte aber derzeit verfrüht sein, in weitere Einzelheiten einzugehen.

Auf Grund dieser Versuche sowie theoretischer Untersuchungen wird es möglich werden, für jeden vorkommenden Fall die in der Platte tatsächlich auftretenden Spannungen zu beurteilen. Die primitiven und unrichtigen Bestimmungen über die mitwirkende Plattenbreite können dann zweckmäßiger durch eine Tabelle mit Abminderungskoeffizienten ersetzt werden, welche in Abhängigkeit von der Stützweite, Balkenbreite, Balkenentfernung und Belastungsart stehen. Das Trägheitsmoment des Querschnittes wäre dann mit Einbeziehung der ganzen zu einer Rippe gehörenden Plattenbreite zu berechnen, während die zulässige Beanspruchung des Betons auf Druck sich entsprechend dem Abminderungskoeffizienten kleiner als beim rechteckigen Querschnitt ergeben würde.

[1]) Mitteilungen der eidgenössischen Materialprüfungsanstalt am Schweizer Polytechnikum in Zürich, Heft 10, 12 u. 13.
[2]) Forschungsarbeiten des V. D. I., Heft 90/91,

DER WETTBEWERB FÜR ENTWÜRFE ZU EINER VERBINDUNG ÜBER DEN LIMFJORD ZWISCHEN AALBORG UND NÖRRESUNDBY IN DÄNEMARK.

Vom Geheimen Baurat Schaper, Berlin.

(Fortsetzung von Seite 640.)

23. „Alles schwimmt".

Verfasser: Oberingenieur Chr. Rieckhof in Darmstadt und Dipl.-Ing. H. Schlosser in Bremen.

Die von den Verfassern vorgeschlagene neue Verbindung ist ebenso wie die bestehende Verbindung eine Pontonbrücke. Die Verfasser halten die Gründung von Pfeilern mit Hilfe des Druckluftverfahrens für zu schwierig und kostspielig und die Pfahlgründung für nicht sicher genug. Die Achse der neuen Verbindung liegt senkrecht zum Strom, sie mündet in Aalborg in die Egholmsgade und in Nörresundby in die Brogade.

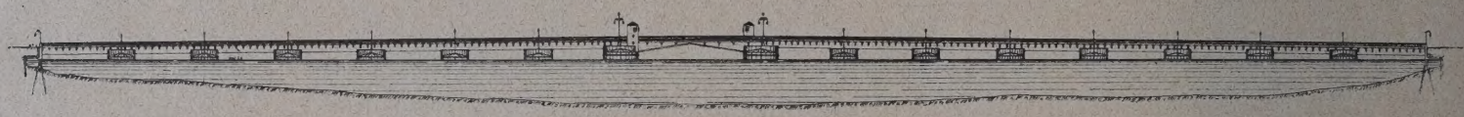


Abb. 107. Gesamtansicht der Brücke.

Die Unterstützungen der Brücke bestehen außer den beiden Landwiderlagern aus 13 Einzelpontons und einem Doppelponton in Schwimmdockform, das die doppelarmige Klappbrücke trägt (Abb. 107). Der Mittenabstand der Einzelpontons beträgt 24 m, die lichte Durchfahrtöffnung zwischen ihnen 16 m. Die lichte Weite des Doppelpontons (Abb. 111) mißt 30 m. Südlich des Schiffsdurchlasses liegen 7, nördlich 8 Öffnungen. Die Schiffsdurchlässe der neuen Verbindung und der Eisenbahnbrücke liegen in derselben Stromlinie.

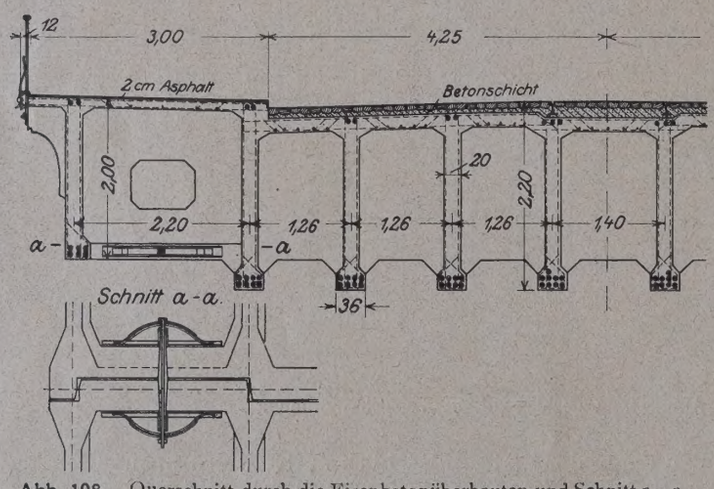


Abb. 108. Querschnitt durch die Eisenbetonüberbauten und Schnitt a—a.

Die Pontons und die Überbauten der Öffnungen zu beiden Seiten des Schiffsdurchlasses sind aus Eisenbeton gebildet. Die Klappen des Schiffsdurchlasses bestehen aus Eisen. Alle Überbauten liegen unter der Fahrbahn. Die Fahrbahnoberkante liegt an den Landanschlüssen auf + 3,50 m und in der Mitte der Klappbrücke auf + 6,00 m.

Die Eisenbetonüberbauten bestehen aus 10 Hauptträgern, deren Lage und Einzelheiten aus der Abb. 108 zu ersehen sind. Die beiden mittelsten Hauptträger tragen die Schienen des Straßenbahngleises. Die Hauptträger jedes Überbaues sind durch sechs hohe Querträger gegeneinander ausgesteift. Haupt- und Querträger tragen die ebenfalls aus Eisenbeton gebildete Fahrbahn- und Gehwegtafel. Die Fahrbahndecke besteht aus Kleinpflaster, die Gehwegdecke aus Asphalt. Die Hauptträger sind 30 cm von der Außenkante auf den Pontons aufgelagert (Abb. 109) und bis zur Mitte der Pontons vorgekragt. Hier trennt eine Fuge die Hauptträger der Nachbaröffnungen. Für jeden der Hauptträger ist ein festes und ein bewegliches Lager vorgesehen, damit die Hauptträger den Wärmeausdehnungen ungehindert folgen können. Über der Mitte der Pontons greifen die Kragenden der Überbauten übereinander, und zwar so, daß immer abwechselnd auf eine Breite von Mitte zu Mitte Hauptträger (Abb. 109) der eine Überbau über den anderen faßt. Durch diese Anordnung, welche die gegenseitige Bewegung benachbarter Überbauten in senkrechter Richtung nicht aufhebt, werden starke Schräglagen des Pontons bei Belastung nur eines der beiden Nachbarüberbauten verhütet. In der Längsrichtung werden die benachbarten Überbauten an den Enden unter den Fußwegen (Abb. 108, Schnitt a—a) durch starke Stahlfedern miteinander verbunden. Diese Art der Verbindung läßt wagerechte Drehungen benachbarter Überbauten gegeneinander zu, zwingt die Überbauten aber, in die ursprüngliche Lage zurückzukehren.

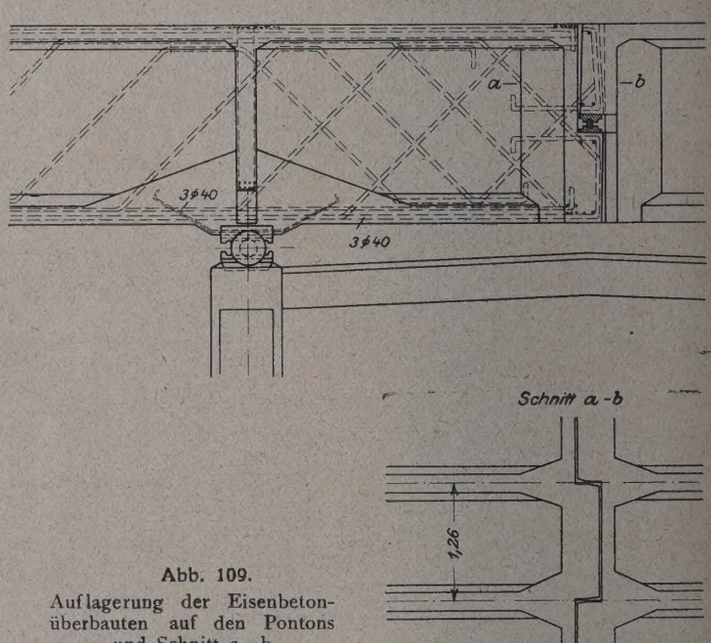


Abb. 109. Auflagerung der Eisenbetonüberbauten auf den Pontons und Schnitt a—b.

Die Einzelpontons (Abb. 110) sind 35 m lang, 8 m breit und 5,5 m hoch; an den beiden Enden sind sie zugespitzt. Eine Mittellängsschotte und 7 Querschotten teilen jedes Ponton in 16 wasserdichte, für sich abgeschlossene Räume. Hierdurch und durch die doppelte Ausbildung der ganzen Außenwände ist eine große Sicherheit geschaffen. Die Außen-

wände sind durch eine Holzwand, die auch beim kleinsten Tiefgang noch unter das Wasser reicht, gegen Stöße geschützt. Jedes Ponton wird vorn und hinten durch je 4 Anker gehalten. Die Ankerketten werden durch eine Klüse nach dem Deck geführt (Abb. 110) und auf diese Weise ganz vor dem Eisgang geschützt.

Das schwimmdockähnliche Doppelponton (Abb. 111) hat den Zweck, den Klappen der Klappbrücke in der Längs- und Querrichtung unverschiebliche Unterstützungspunkte zu bieten. Es besteht aus zwei seitlichen, die Kammern für die Klappenfassenden Schwimmkörpern und einem mittleren, diese verbindenden Teile. Die Einzelheiten und Abmessungen der einzelnen Teile sind aus der Abb. 111 zu ersehen. Durch Längs- und Querschotten sind auch hier verschiedene wasserdichte, für sich abgeschlossene Räume geschaffen. In den Räumen neben der Klappenkammer sind die Triebwerke für die Klappen untergebracht. Für die Klappbrücke ist die Bauart Scherzer geplant. Die Klappen ruhen im geschlossenen Zustande auf den vorderen Pontonlängswänden; beim Öffnen rollen ihre Zahnkränze auf Zahnstangen ab, die von Querschotten getragen werden. Alle Pontonaußenwände, die irgendwie Beschädigungen ausgesetzt sind, sollen doppelt ausgebildet werden. Das Doppelponton wird in ähnlicher Weise wie die Einzelpontons verankert. Die Überbauten der Nachbaröffnungen ruhen auf den äußeren Längswänden des Doppelpontons. Zur Entlastung sind aber unmittelbar neben den Außenwänden noch besondere, 4 m breite Pontons angeordnet, welche mit dem Doppelponton gelenkig verbunden sind.

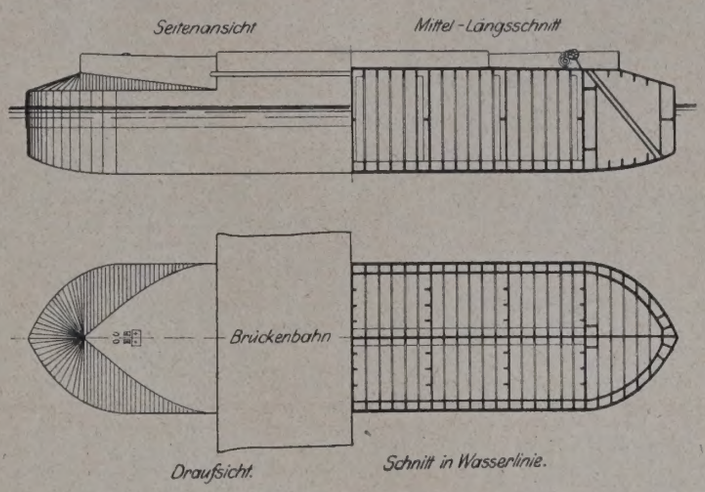


Abb. 110. Einzelponton.

Die Haupt- und Fahrbahnträger der Klappbrücke sollen aus Eisen hergestellt werden; die Fahrbahndecke und -tafel bestehen aus doppeltem Bohlenbelag. Die Triebstangen fassen an einer Nase unter den Hauptträgern an; ihr Hebelarm vergrößert sich während des Öffnens von 0,80 m auf 1,80 m, was wegen der Vergrößerung des Windmomentes beim Hochrichten der Klappen erwünscht ist. Kurz vor Beendigung des Schließens der Klappbrücke setzen sich die Hauptträger auf die Lager über den inneren Pontonlängswänden ab. Die hinteren Arme der Klappen werden mit den äußeren Pontonlängswänden verriegelt. Die beiden Klappen werden in Brückenmitte in üblicher Weise durch Riegel zusammengefaßt.

Die Uferbefestigungen sollen aus einer Winkelstützmauer gebildet werden, die vorn auf einem Bock aus Eisenbetonpfählen und hinten auf einer Eisenbetonspundwand ruhen (Abb. 107).

Die Pontons sollen auf Querhelligen hergestellt und durch Stapellauf zu Wasser gebracht werden. Die Eisenbetonüberbauten sollen ebenfalls am Lande hergestellt, nach Erhärtung des Betons auf ein im Wasser stehendes Gerüst geschoben, von hier durch besondere Prähme zur Baustelle geschafft und dort auf die Pontons abgesetzt werden.

Die Verfasser schlagen in einer Entwurfsabart noch eine andere Ausbildung des Doppelpontons vor (Abb. 112). Der mittlere Verbindungsteil ist so hoch gehalten, daß er als Tunneldurchgang für Fußgänger bei geöffneter Klappbrücke dienen kann. Der Tunnel ist durch Treppenanlagen, welche in den seitlichen Pontonteilen untergebracht sind, zugänglich. Die im Hauptentwurf neben dem Doppelponton vorgesehenen Entlastungspontons sind hier fortgelassen.

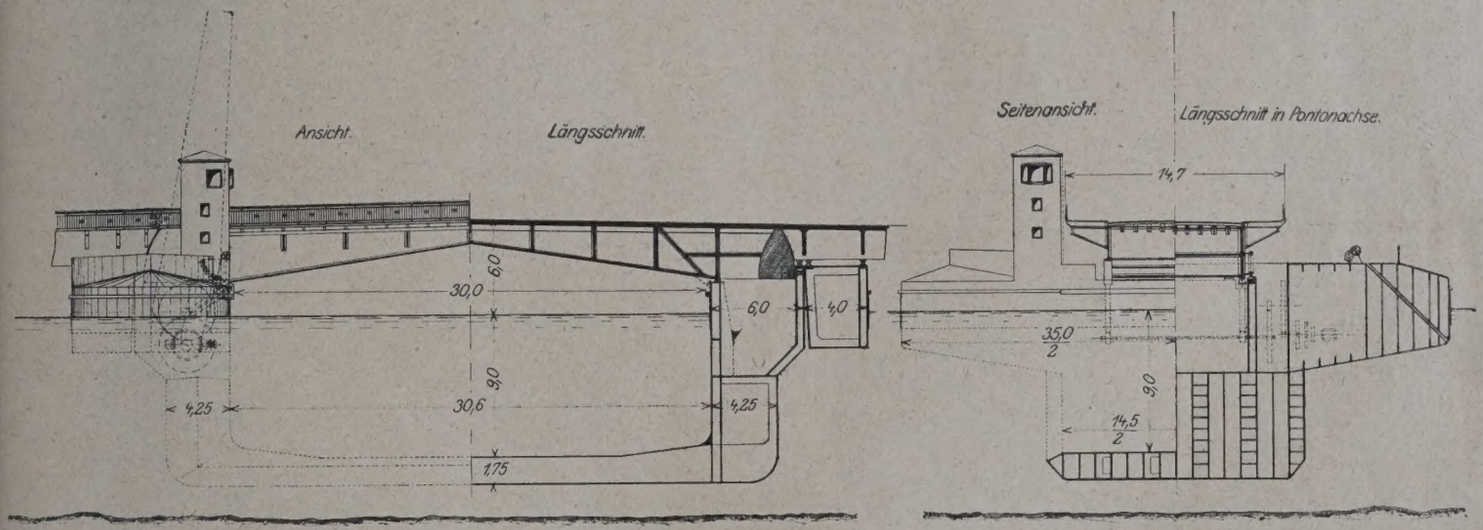


Abb. 111. Doppelponton.

Das Preisgericht bezeichnet die Durchflußweite zwischen den einzelnen Pontons als ungenügend und die Vorteile des Durchganges für die Fußgänger unter der Klappbrücke als unwesentlich und spricht die Befürchtung aus, daß die tiefe Rinne für das Doppelponton bald verschlammen und versanden wird, wobei das Ponton in einzelnen Punkten zur Auflagerung kommen und unvorhergesehene ungünstige Beanspruchungen erfahren kann. Das Aussehen der Brücke ist nicht unvorteilhaft, und die vorgeschlagenen Lösungen entbehren nicht mancher lehrreicher Gedanken.

24. „Sky."

Verfasser unbekannt. Vermutlich englischen oder amerikanischen Ursprungs.

Lage der neuen Verbindung: Senkrecht zur Stromrichtung, auf der Aalborger Seite nach Westen gegen die bestehende Verbindung verschoben.

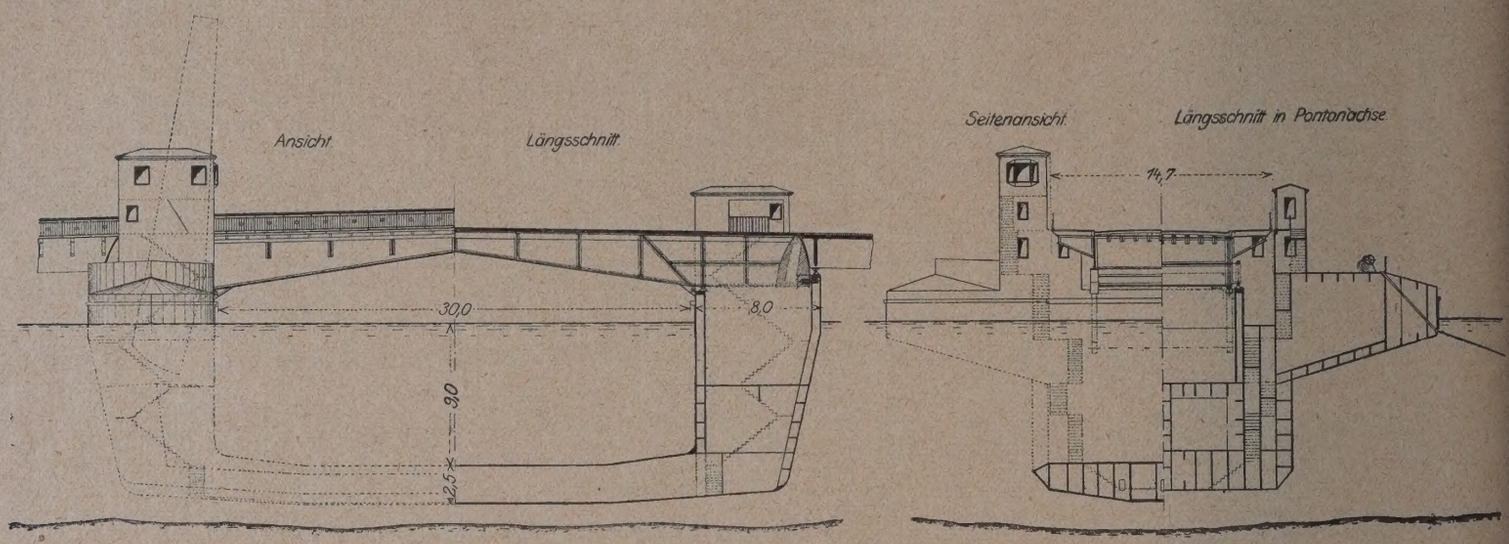


Abb. 112. Doppelponton (Abart).

Art der neuen Verbindung: Brücke mit festen Pfeilern (Abb. 113). 2 feste eiserne Überbauten in Form von Halbparabelträgern mit abgeschrägten Enden mit 138,8 m Stützweite. Zweiflügelige eiserne Klappbrücke nach der Bauart Scherzer mit 112 m lichter Weite.

Gründung: Widerlager auf Pfählen, Pfeiler vermutlich mit Druckluft.

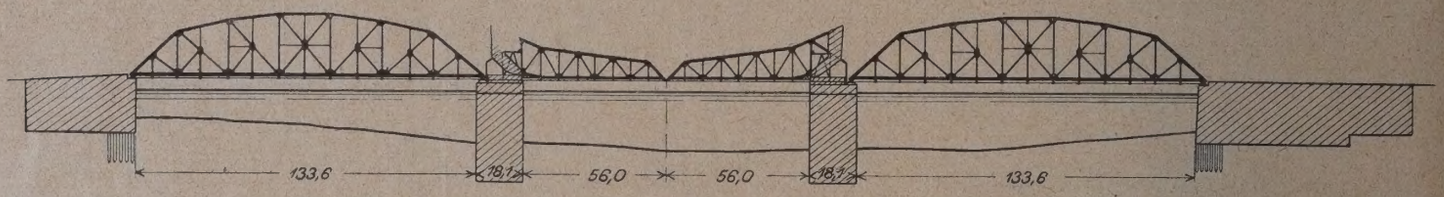


Abb. 113. „Sky". Gesamtansicht der Brücke.

Die Weite des Schiffsdurchlasses ist unnötig groß gewählt. Die sachgemäße Verriegelung der beiden Klappen in der Mitte des Durchlasses würde große Schwierigkeiten bereiten. Das Aussehen der Brücke ist sehr häßlich.

25. „Ununterbrochene Verbindung."

Verfasser unbekannt. Vermutlich deutschen Ursprungs.

Art der Verbindung. Brücke mit schwimmenden Unterstützungen (Abb. 114). Alle Überbauten liegen über der Fahrbahn und sind Eisenbetonfachwerkträger. Der Schiffsdurchlaß, dessen lichte Weite zweimal 25 m beträgt, wird von einer zweiarmigen Drehbrücke aus Eisenbeton überbrückt. Der Drehpfeiler ruht auf der Mitte eines großen U-förmigen Schwimmkörpers aus Eisenbeton, der den Fußgängern bei ausgeschwenkter Drehbrücke als Durchgang dient. Der Raum zwischen der Drehbrücke und den beiderseitigen kleinen Landöffnungen wird von je 3 Überbauten von 48,5—48,0—48,5 m Stützweite überbrückt. In den Seitenöffnungen sind in den Überbauten Gelenke eingeschaltet, um die Lagerung statisch bestimmt und unabhängig von den Höhenänderungen der Stützen zu machen. Die beiden mittleren Unterstützungen der seitlichen Überbauten werden von Schwimmkörpern aus Eisenbeton gebildet.

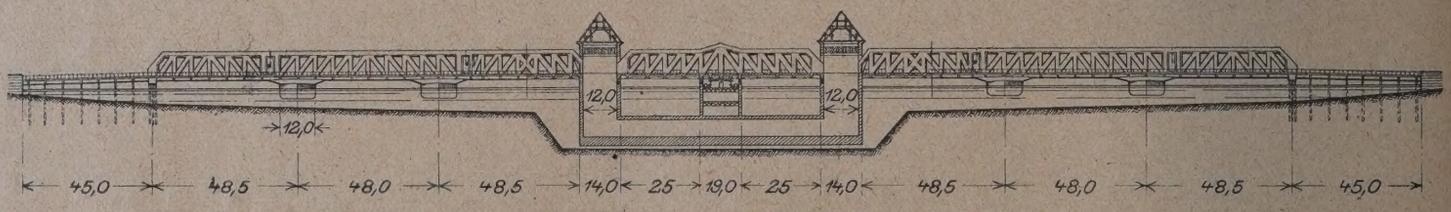


Abb. 114. „Ununterbrochene Verbindung". Gesamtansicht der Brücke.

Das Preisgericht bezeichnet die Vorteile des Durchganges für die Fußgänger unter der Drehbrücke als unwesentlich, spricht die Befürchtung aus, daß die tiefe Rinne für den U-förmigen großen Schwimmer bald verschlammen und versanden wird, wobei der Schwimmer in einzelnen Punkten zur Auflagerung kommen und unvorhergesehene ungünstige Beanspruchungen erfahren kann, und bemängelt das ungefällige Aussehen der Brücke. Diesem Urteil ist nichts hinzuzufügen.

26. „Nelia".

Verfasser unbekannt. Vermutlich englischen oder amerikanischen Ursprungs.

Lage der neuen Verbindung: Etwas nach Osten gegen die bestehende Brücke verschoben, aber gleichlaufend zu dieser, d. h. schiefwinklig zur Stromrichtung.

Art der neuen Verbindung: Brücke mit festen Pfeilern (Abb. 115). Eiserne Überbauten in Halbparabelträgerform mit abgeschrägten Enden. Auf der einen Seite der Öffnung mit dem beweglichen Überbau, der als Hubbrücke geplant ist, 4, auf der anderen Seite 3 Öffnungen. Die Abstände der Pfeilermitten nehmen vom Lande nach der Hubbrücke zu, und zwar von 53 m auf 77,2 m. Die lichte Weite der Öffnung mit dem beweglichen Überbau beträgt 30,5 m. Die Durchfahrthöhe über dem Wasser unter der gehobenen Brücke mißt 42,1 m.

Die Pfeiler, welche aus je zwei Zylindern von 4,4 m unterem und 3,3 m oberem Durchmesser bestehen, sollen mit Hilfe des Druckluftverfahrens, die Widerlager auf Pfählen gegründet werden. Die beiden Zylinder jedes Pfeilers haben 9,4 m Mittenabstand und sind oben durch eiserne Fachwerkriegel miteinander verbunden. Die Stärke der Zylinder erscheint bei einer Höhe von 36 m, die einzelne Pfeiler erreichen, und mit Rücksicht auf den starken Eisdruck zu gering.

Das Aussehen der Brücke ist sehr wenig befriedigend. Die hohen Hubtürme ragen unvermittelt in die Höhe und machen das Brückenbild außerordentlich häßlich. Von Brückenbaukunst kann bei diesem Entwurf keine Rede sein.

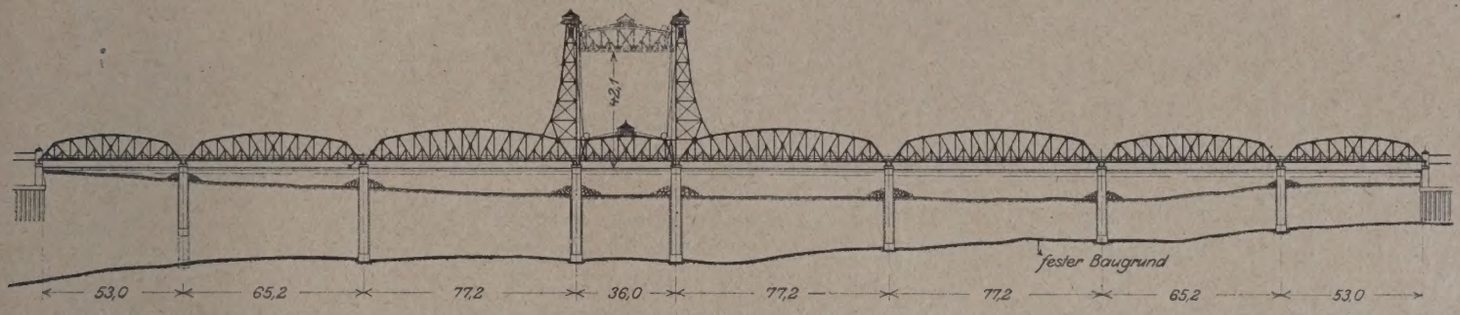


Abb. 115. „Nelia". Gesamtansicht der Brücke.

27. Zwei Wege.

Verfasser unbekannt. Anscheinend deutschen Ursprungs.

Lage der neuen Verbindung: Annähernd senkrecht zur Stromrichtung. Auf der Aalborger Seite nach Westen gegen die bestehende Brücke verschoben.

Art der neuen Verbindung: Brücke mit festen Pfeilern. Schiffsdurchlaß in der Mitte. Zu beiden Seiten je drei Öffnungen mit 64 m lichter Weite (Abb. 116). Der Schiffsdurchlaß wird von einer eisernen zweiflügeligen Klappbrücke mit festen Drehachsen, die anderen Öffnungen werden von eingespannten Eisenbetonbögen, welche sich 18,5 m über die Fahrbahnunterkante erheben, überbrückt. Die Hängestangen, an denen die Fahrbahn hängt, bestehen nur aus Eisen. Unter dem Schiffsdurchlaß führt ein Tunnel als Durchgang für die Fußgänger bei geöffneter Klappbrücke hindurch.

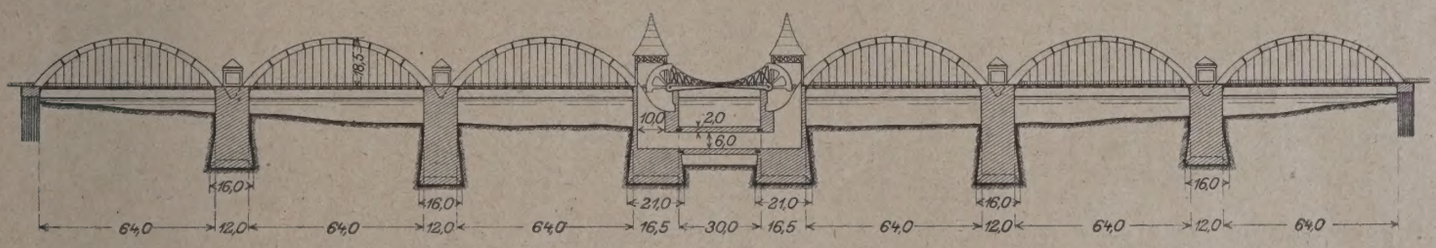


Abb. 116. „Zwei Wege". Gesamtansicht der Brücke.

Gründung: Die Pfeiler sollen mit Druckluft, die Widerlager auf Pfählen in offener Baugrube gegründet werden.

Die eingespannten Bögen sind bei dem sehr tief liegenden und unsicheren Baugrund nicht am Platze. Das Aussehen der Brücke ist nicht unbefriedigend, es hätte sich durch eine andere Ausbildung der Klappbrücke noch verbessern lassen.

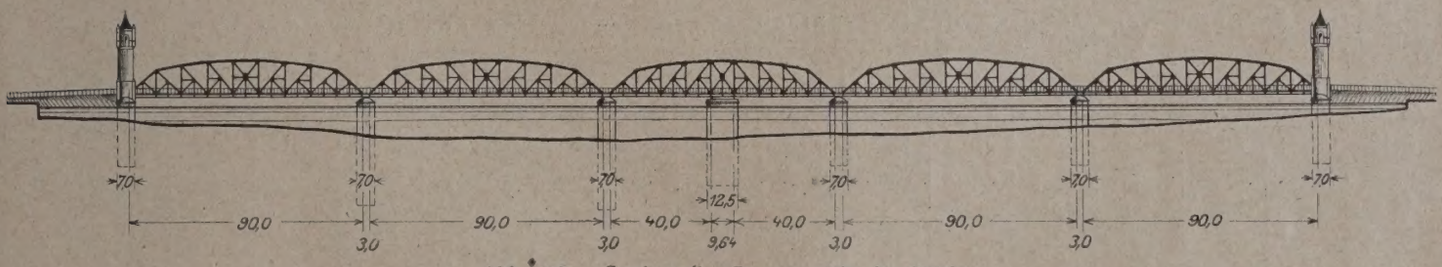


Abb. 117. „Steelways". Gesamtansicht der Brücke.

28. Steelways.

Verfasser unbekannt. Anscheinend englischen oder amerikanischen Ursprungs.

Lage der neuen Verbindung: Etwas nach Osten, aber gleichlaufend zur alten Brücke verschoben, daher schiefwinklig zur Stromrichtung.

Art der neuen Verbindung: Brücke mit festen

Pfeilern (Abb. 117). Schiffsdurchlaß in der Mitte mit zweimal rd. 36,5 m lichter Weite. Zu beiden Seiten des Schiffsdurchlasses je 2 Öffnungen von rd. 86 m lichter Weite. Alle Überbauten haben ungefähr die gleiche Stützweite von 90 m, die gleichen Umrißlinien und die gleichen Ausfachungen; es sind eiserne Halbparabelträger mit abgeschrägten Enden. Der mittelste Überbau ist eine zweiflügelige Drehbrücke.

Gründung: Alle Pfeiler und Widerlager sollen mit Hilfe des Druckluftverfahrens gegründet werden.

Die äußere Form der Brücke entspricht vielleicht einer Eisenbahnbrücke an wenig bevorzugter Stelle, aber nicht einer Straßenbrücke, auf deren gutes Aussehen und künstlerische Wirkung ein solches Gewicht gelegt werden muß, wie bei der in Frage stehenden Stelle. (Schluß folgt.)

DIE GEWICHTSFRAGE IM EISENBETONSCHIFFBAU.

Von Dr.-Ing. Carl Commentz, Blumenthal-Hannover.

(Schluß von Seite 634.)

Maßgebend zur Beurteilung der Gewichtsfrage an sich sind nun 1, das Gewichtsverhältnis von Stahl- und Eisenbetonschiffen zueinander, 2. das Gewichtsverhältnis des Armierungseisens im Vergleich mit dem Walzeisen. Dabei hat das erstgenannte die überragende Bedeutung des Einflusses auf die laufenden Betriebskosten, auf welches einleitend hingewiesen wurde. Armierungsgewicht und Walzeisengewicht sind dagegen nur von Einfluß auf den Baupreis; zudem treten hierdurch nicht die gesamten Kosten des zum Bau verwendeten Eisens in Erscheinung, da auch in der Ausrüstung eine Menge Eisen, und zwar sehr hochwertiges, enthalten ist; dies ist besonders beim Eisenbetonschiff von Bedeutung. Diese Zahl wurde fast immer beim Vergleich bewertet und eine gewisse Bedeutung ist ihr auch nicht abzusprechen. Abb. 5 gibt nun die für diesen Gesichtspunkt der Bewertung gültigen Gewichtsverhältnisse, und zwar in Prozenten des Gesamtgewichtes des Eisenschiffes resp. des zu seinem Bau erforderlichen Walzmaterials. Abb. 6 zeigt die Eigengewichte der Schiffe in Prozenten der Verdrängung. Der oberhalb der Kurven verbleibende Teil der Abbildung zeigt die Tragfähigkeit in Prozenten der Verdrängung, also den einleitend

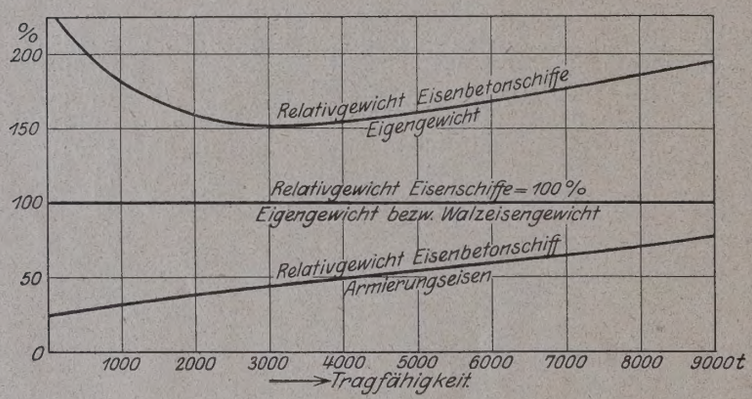


Abb. 5.
Relativgewichte von Eisenbetonseeschiffen im Vergleich mit Eisenseeschiffen.

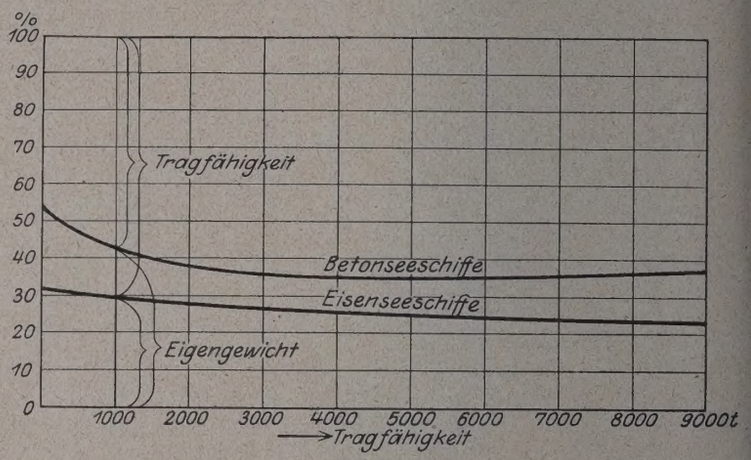


Abb. 6.
Eigengewichte und Tragfähigkeiten in Prozenten der Verdrängung.

als Kennzeichen der Wirtschaftlichkeit bezeichneten Wert. Das Maximum dieses Wertes fällt natürlich mit dem Minimum des Gewichtes zusammen. Die diesen Abbildungen zugrunde gelegten Werte für Eisenbeton- und Eisenseeschiffe sind die in Abb. 1—4 ausgezogenen auf Grund der vorliegenden Untersuchung festgelegten Mittelwerte. Das Gesamtbild der Durchschnittszahlen läßt sich in folgender Tabelle zusammenfassen:

Tabelle 2.

Durchschnittswerte der Gewichtsverhältnisse von Seeschiffen aus Eisenbeton und Eisen.

Tragfähigkeit	Eigengewicht		Verhältniswert der Eigengewichte		Eigengewicht / Tragfähigkeit		Verdrängung		Tragfähigkeit / Verdrängung		Verhältnisw. f. Tragfähigkeit / Verdrängung		Armierungs- bezw. Walzeisen		Verhältniswert der Eigengewichte	
	Betonschiff	Eisenschiff	Betonschiff	Eisenschiff	Betonschiff	Eisenschiff	Betonschiff	Eisenschiff	Betonschiff	Eisenschiff	Betonschiff	Eisenschiff	Betonschiff	Eisenschiff	Betonschiff	Eisenschiff
t	t	t	%	%	%	%	t	t	%	%	%	%	t	t	%	%
300	291	135	215	100	97	45	591	435	50,7	69,0	73,5	100	27	96	28,1	100
500	450	220	204	100	90	44	950	720	52,7	69,5	75,8	100	48	155	30,9	100
1000	750	418	180	100	75	41,8	1750	1418	57,2	70,5	81,1	100	100	295	33,9	100
1500	1012	600	169	100	67,5	40	2512	2100	59,7	71,4	83,7	100	158	427	37,0	100
2000	1240	772	160	100	62	38,6	3240	2772	61,7	72,2	85,5	100	220	560	39,3	100
3000	1680	1101	152	100	56	36,	4680	4101	64,1	73,0	87,9	100	360	800	45,0	100
4000	2200	1412	156	100	55	35,3	6200	5412	64,5	73,8	87,4	100	515	1040	49,5	100
5000	2750	1715	160	100	55	34,3	7750	6715	64,5	74,4	86,8	100	700	1280	54,6	100
7000	3990	2261	176	100	57	32,3	10990	9261	63,7	76,5	85,6	100	1120	1770	63,2	100
9000	5445	2808	194	100	60,5	31,2	14445	11808	62,3	76,1	81,9	100	1750	2250	78,0	100

Um diejenige Größe der Eisenbetonschiffe zu ermitteln, welche im Vergleich mit Eisenschiffen die größte Aussicht auf erfolgreichen Wettbewerb hat, ist vor allem das gegenseitige Verhältnis der Tragfähigkeiten maßgebend. Hiernach haben Eisenbeton-Seeschiffe von etwa 3000 bis 3500 Tonnen Tragfähigkeit am ersten Aussicht, auf wirtschaftliche Wettbewerbsfähigkeit. Diese Darstellung ist in Abb. 7 gegeben.

Auf ähnlichen Grundlagen, aber mit gänzlich veränderten Zahlenverhältnissen beruhen die Gewichtsverhältnisse von Flußschiffen. Hierüber ist m. W. noch keine eingehende Untersuchung veröffentlicht worden, sondern nur einzelne stark voneinander abweichende Zahlenangaben.

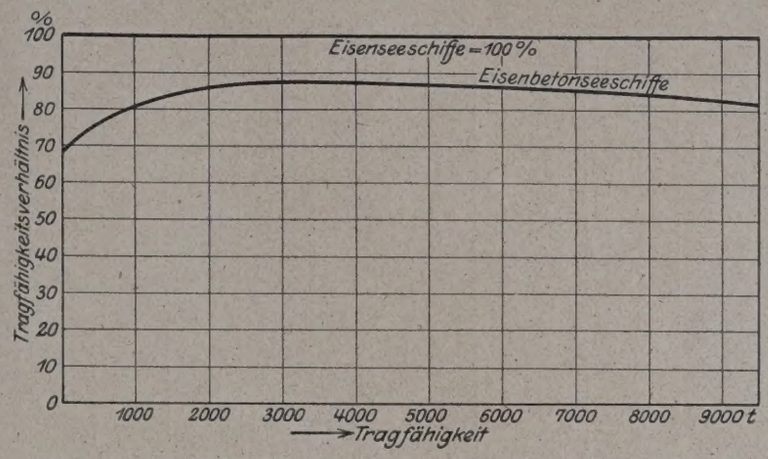


Abb. 7. Tragfähigkeitsverhältnis von Eisenbetonseeschiffen zu Eisenseeschiffen.

Im Gegensatz zum Gewicht von eisernen Seeschiffen, bei denen das Gewicht im wesentlichen etwa den oben gegebenen Werten entspricht (Abweichungen bis zu 10 vH nach oben und unten können bei besonderen Abmessungsverhältnissen selbstverständlich auftreten), wechselt das Eigengewicht von Flußschiffen ganz außerordentlich mit den jeweiligen Verhältnissen. Von Einfluß sind vor allem die stark wechselnden Abmessungsverhältnisse, je nachdem es sich um kleine und kurze Schiffe handelt oder um verhältnismäßig lange, deren Tiefgang und Breite durch die Fahrwasserverhältnisse beschränkt sind. Ferner werden z. B. die Materialstärken von Donauschiffen kleiner gehalten als bei Rhein- und Elbschiffen, weil das Donauwasser wesentlich weniger Rostbildung verursacht, als bei anderen Strömen erfolgt. Dann ist von Einfluß, ob es sich um offene oder gedeckte Schiffe handelt, wie groß die Anzahl der Räume und der Schotten ist und ob Lösch- und Ladevorrichtungen an Bord vorhanden sind. Hinzu kommt, daß Flußschiffe selten nach bindenden Klassifikationsvorschriften gebaut werden, also die Ansichten der Reeder und Werften über die erforderliche Stärke von wesentlichem Einfluß sind. Da die Rechnungsgrundlagen im Gegensatz z. B. zu Eisenhochbauten auf unbestimmten Annahmen basieren und durch unvorsichtiges Laden und Löschen leicht Beanspruchungen erfolgen können, die weit über die normalen hinausgehen, sind die Anschauungen der betr. Kreise über diesen Punkt teilweise stark voneinander abweichend, um so mehr, als die Lade- und Löschgewohnheiten in verschiedenen Stromgebieten voneinander verschieden sind. Vor allem aber spielt selbst bei ähnlichen Typen das Verhältnis von Seitenhöhe zu Schiffslänge eine entscheidende Rolle. Auf Grund zuverlässiger Angaben ist nun die Tabelle 3 zusammengestellt worden, welche die Gewichte von eisernen Flußkähnen enthält. Es sind nur Lastkähne aufgenommen worden, um wenigstens für einen normalen Typ vergleichbare Werte zu erhalten. Dabei zeigte sich, daß auch die Handhabung der zugelassenen Tauchtiefe sehr verschieden ist und daß sie und der Völligkeitsgrad von wesentlichem Einfluß auf die Tragfähigkeit sind. Im zweiten Teil der Tabelle sind diese Einflüsse ausgeschaltet, indem die betr. Werte auf Mittelwerte umgerechnet wurden. Der Einfluß der Völligkeit auf das Eigengewicht ist dabei als geringfügig vernachlässigt worden. Die Werte sind dann in Abb. 8 graphisch geordnet und zusammengestellt worden. Wie ersichtlich, differieren die angegebenen Gewichte ganz außerordentlich. Es dürfen beim Vergleich mit Eisenbetonkähnen nicht die

Tabelle 3.

Flußschiffe aus Eisen.

Nr.	Länge	Breite	Seitenhöhe	Ausgeführte Schiffe: Tiefgang	Freibord	Verdrängung	Völligkeit	Tragfähigkeit	Bei Umrechnung auf mittleren Freibord u. mittlere Völligkeit: Tiefgang	Freibord	Verdrängung	Völligkeit	Tragfähigkeit	Gewicht	Leertiefgang	Tragfähigkeit / Verdrängung	Gewicht / Tragfähigkeit	Angabe	Gebaut für
	m	m	m	m	m	t		t	m	m	m		t	t	m	%	%		
1	57,0	8,10	2,40	2,10	0,30	844	0,87	700	2,10	0,30	800	0,825	656	144	0,38	82,0	25,4	der Bauwerften	Donau
2	57,0	8,10	2,40	2,10	0,30	844	0,87	686	2,10	0,30	800	0,825	642	158	0,42	80,3	24,6		Rhein
3	67,0	9,00	2,40	2,20	0,20	1175	0,885	975	2,03	0,37	1040	0,85	805	175	0,38	83,1	20,1		Donau
4	67,0	9,00	2,40	2,20	0,20	1175	0,885	975	2,03	0,37	1040	0,85	840	200	0,35	80,7	23,8		Rhein
5	57,6	8,10	2,40	2,15	0,25	814	0,81	680	2,09	0,31	809	0,83	675	134	—	83,4	19,9		Donau
6	53,9	7,88	2,00	1,75	0,25	624	0,84	540	1,72	0,28	599	0,82	475	124	—	79,3	26,2		Elbe
7	64,0	7,92	2,10	1,75	0,35	771	0,87	600	1,75	0,35	750	0,845	579	171	—	77,2	29,6		,,
8	74,2	10,50	2,20	1,90	0,30	1265	0,86	1000	1,78	0,42	1207	0,87	942	265	—	78,0	28,1		,,
9	63,0	8,20	2,40	1,90	0,50	805	0,82	675	2,06	0,34	899	0,845	769	130	—	85,5	16,9	Wernekke, Flußschiffbau 1920, S. 746	,,
10	57,6	8,00	2,60	2,10	0,50	774	0,80	650	2,29	0,31	1876	0,830	752	124	—	85,8	16,5		
11	60,6	9,14	2,75	2,20	0,55	1011	0,82	860	2,42	0,33	1133	0,84	982	151	—	86,7	15,4		
12	87,0	10,20	3,0	2,50	0,50	2040	0,92	1800	2,50	0,50	1997	0,90	1757	240	—	88,0	13,6		
13	67,0	8,20	2,2	1,85	0,35	870	0,86	690	1,87	0,37	873	0,85	693	180	0,45	79,3	26,0	Teubert, Werft und Reederei 1921, Heft 1	,,
14	80,0	9,0	2,4	2,00	0,40	1250	0,87	980	1,94	0,46	1236	0,885	966	270	0,48	78,2	28,0		
15	80,0	9,0	2,8	2,50	0,30	1600	0,89	1300	2,34	0,46	1491	0,885	1191	300	0,50	80,0	25,1		
16	58,5	8,5	2,5	2,20	0,30	832	0,76	700	2,19	0,31	907	0,83	775	132	—	85,4	17,0	Foerster, Z. d. V. d. I. 18. 10. 19	Donau

niedrigsten oder die höchsten Gewichte von Eisenkähnen als Vergleichsbasis benutzt werden, das ist aber in einigen Fällen geschehen. Es ist deshalb versucht worden, durch graphische Mittelung annähernde Durchschnittswerte des Eigengewichts von Flußkähnen festzulegen.

Noch schwieriger ist die Festlegung der jetzt als normal anzuerkennenden Gewichte von Eisenbetonkähnen, da hierüber nur sehr wenig einwandfreie Daten zur Verfügung stehen. Tabelle 4 enthält einige derartige Angaben. Für die Schiffe 1 und 2 sind die betreffenden Gewichte genau festgelegt. Für

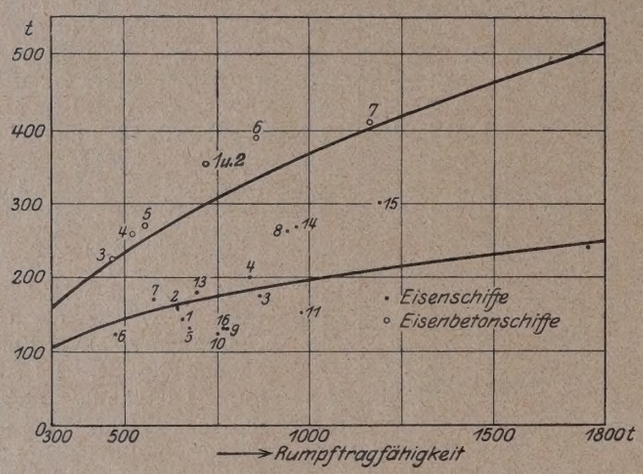


Abb. 8. Absolute Gewichte von Flußschiffen.

gewählte Weg als der sicherste angesehen werden. um einigermaßen annehmbare Vergleichszahlen zu ermitteln. In den erwähnten Veröffentlichungen finden sich z. B. Angaben, daß Eisenbetonflußschiffe dreimal so schwer sind, andere daß sie nur 30—40 vH. schwerer sind als Eisenschiffe. Mit derartig voneinander abweichenden Angaben ist wirtschaftlich nichts anzufangen.

Die Zahlentafel und die zugehörigen Abbildungen zeigen

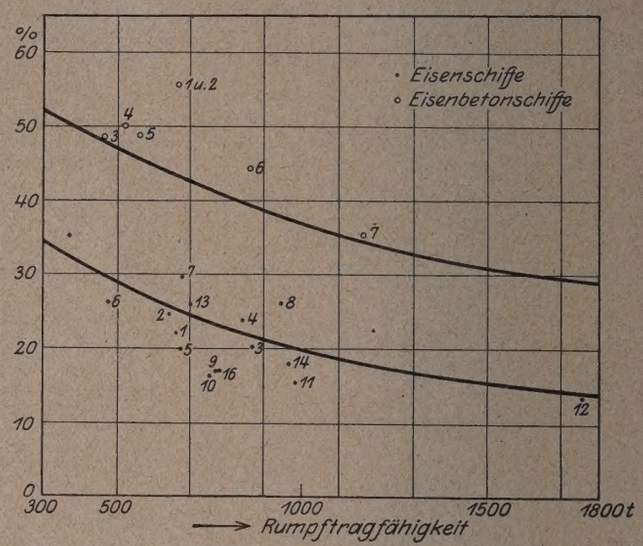


Abb. 9. Relative Eigengewichte von Flußschiffen in Prozenten der Tragfähigkeit.

die Schiffe 3 u. 4 sind die Eigengewichte in Anlehnung an den veröffentlichten Leertiefgang ermittelt worden. Diese Gewichtsschätzung ist für den vorliegenden Zweck genau genug. Die Gewichte der Schiffe 5—7 sind lediglich auf Grund von Konstruktionszeichnungen geschätzt und daher nur sehr vorsichtig zu bewerten. Ihr Wert liegt vor allem darin, daß der Verlauf der Gewichte bei verschiedenen Schiffsgrößen aus ihnen ersichtlich ist. Es ist nun ebenfalls auf Grund dieser sehr spärlichen Zahlen versucht worden, mittlere Gewichte von Eisenbetonkähnen festzulegen. Es muß offen zugegeben werden, daß sowohl in den Gewichten der Eisenschiffe wie in den Gewichten der Eisenbetonschiffe gewisse Unsicherheiten liegen, die weit größer sind als bei den Seeschiffen. Aber zurzeit muß der bei dieser Untersuchung nun zunächst, daß bei den Eisenbetonschiffen sowohl wie bei den Eisenschiffen in den relativen Gewichten keine Minima auftreten. Das erklärt sich daraus, daß es sich zunächst um wesentlich kleinere Schiffe handelt als bei den Seeschiffen. Ferner sind die Hauptbeanspruchungen nicht durch den Seegang, sondern durch die beim Laden und Löschen auftretenden Kräfte bedingt. Das Rosten spielt eine geringere Rolle als bei Seeschiffen, zudem ist sein Einfluß bei großen und kleinen Kähnen relativ gleich groß, da die Dicke der Außenhautplatten nur wenig wechselt und im wesentlichen durch die Gefahr von Einbeulungen bei Kollisionen gegeben ist. Alle diese Bedingungen wirken darauf hin, daß das Schiffsgewicht innerhalb der untersuchten Grenzen nur wenig veränderlich ist, wenn man seinen relativen Wert, also das Ver-

Tabelle 4.

Flußschiffe aus Beton.

Nr.	Länge	Breite	Seitenhöhe	Ausgeführte bezw. projektierte Schiffe: Tiefgang	Freibord	Verdrängung	Völligkeit	Tragfähigkeit	Bei Umrechnung auf mittleren Freibord u. mittlere Völligkeit: Tiefgang	Freibord	Verdrängung	Völligkeit	Tragfähigkeit	Gewicht	Leertiefgang	Tragfähigkeit / Verdrängung	Gewicht / Tragfähigkeit	Angabe	Gebaut für
	m	m	m	m	m	t		t	m	m	m		t	t	m	%	%		
1	60,0	9,1	2,70	2,25	0,45!	1040	0,85	670	2,28	0,42!	1037	0,835	667	370	0,85	64,4	55,5	Deutsche Bauzeitung 20. 12. 19	Donau
2	60,0	9,1	2,60	2,25	0,35	1020	0,83	650	2,18	0,32	1037	0,835	667	370	—	64,4	55,5	Z. d. V. d. I. 18. 10. 19	„
3	53,4	7,74	2,34	1,94	0,40!	700 ?	0,87	475	1,94	0,40!	690	0,860	465	225 ?	0,68	67,2	48,5	Werft u. Reederei	Rhein
4	54,3	7,74	2,65	2,15	0,50!	785 ?	0,87	525	2,15	0,50!	780	0,865	520	260 ?	—	66,4	50,0	1920, Heft 16	
5	70	8,5	2,1	1,85	0,25	900	0,82	630	1,61	0,39	824	0,86	554	270	0,58	67,2	48,7	Teubert, Werft	
6	80	9,5	2,3	2,00	0,30	1290	0,85	910	1,84	0,46	1238	0,885	858	380	0,60	69,3	44,3	und Reederei	
7	80	9,5	2,8	2,50	0,30	1630	0,86	1220	2,34	0,46	1574	0,885	1164	410	0,63	73,9	35,2	1921, Heft 1	

Die mit ! versehenen Freibordwerte weichen auf Grund besonderer Konstruktionsverhältnisse von den sonst üblichen ab.
Die mit ? versehenen Gewichte sind nur auf Grund der sonstigen veröffentlichten Angaben geschätzt.

hältnis zur Tragfähigkeit betrachtet (Abb. 9). Bei Eisenbetonschiffen spielt allerdings die aus Herstellungsgründen mögliche Minimalwandstärke eine gewisse Rolle, so daß auch bei ihnen das relative Gewicht mit der Schiffsgröße zuerst stärker fällt.

Aus der Darstellung der Gewichtsverhältnisse von Eisenbetonschiffen zu Eisenschiffen zeigt sich, daß es an sich nicht ungünstiger ist als bei Seeschiffen, nämlich etwa 150 bis 200 vH. des Gewichtes von Eisenschiffen (Abb. 10). Diese Zahlen jedoch als Maßstab für den wirtschaftlichen Wert von Eisenbeton-flußkähnen zu bewerten, wäre falsch. Auch hier muß das Verhältnis von Tragfähigkeit zur Wasserverdrängung maßgebend sein. Unter diesem Gesichtspunkt sind aber Flußschiffe wesentlich leichter als Seeschiffe,

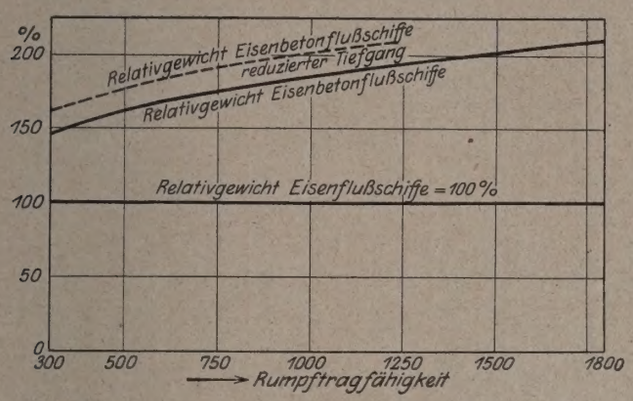


Abb. 10. Relativgewichte von Eisenbetonflußschiffen im Vergleich mit Eisenflußschiffen.

denn ihr Eigengewicht beträgt bei mittleren Größen nur etwa 15—20 vH. der Verdrängung, bei Seeschiffen dagegen etwa 25—30 vH. Daher ist z. B. eine Verdoppelung des Eigengewichts auf das Verhältnis von Tragfähigkeit zur Verdrängung, also auf den für die Wirtschaftlichkeit maßgebenden Wert, bei Flußschiffen von geringerem Einfluß als bei Seeschiffen. Die Bedeutung dieser Frage ist deshalb wichtig, weil aus diesem Grunde die Einführung von Eisenbetonschiffen in der Binnenschiffahrt in gewissen Grenzen für aussichtsreicher erscheint als in der Seeschiffahrt. Das geht aus den Kurven über die Verhältnisse von Tragfähigkeit zu Wasserverdrängung hervor, die für Eisenbeton- und Eisenseeschiffe um etwa 10—20 vH. der Verdrängung voneinander liegen, bei Flußschiffen dagegen nur um 8—10 vH (Abb. 6 u. 11).

Nun sind die ganzen Verhältnisse der Flußschiffe zunächst für vollen Tiefgang ausgewertet worden. Das ist eine Annahme, welche nur für gewisse Verhältnisse zutrifft, nämlich für alle Schiffe auf Wasserstraßen, deren Tiefe wenig veränderlich ist, vor allem für Kanäle mit guter Wasserhaltung. Außerdem trifft diese Bedingung auf freien Strömen für kleinere Kähne zu, deren Tiefgang im allgemeinen die vorhandene Wassertiefe nicht ausnutzt. Für alle übrigen Fälle muß mit einem mittleren Wasserstand gerechnet werden, der die volle Eintauchung der Schiffe nicht zuläßt. Die dabei in Betracht zu ziehenden Verhältnisse wechseln von Fall zu Fall ganz außerordentlich. Wasserverhältnisse des Quellgebietes, Regulierung, Jahreszeiten und die gesamten meteorologischen Verhältnisse spielen eine Rolle. Um aber ein

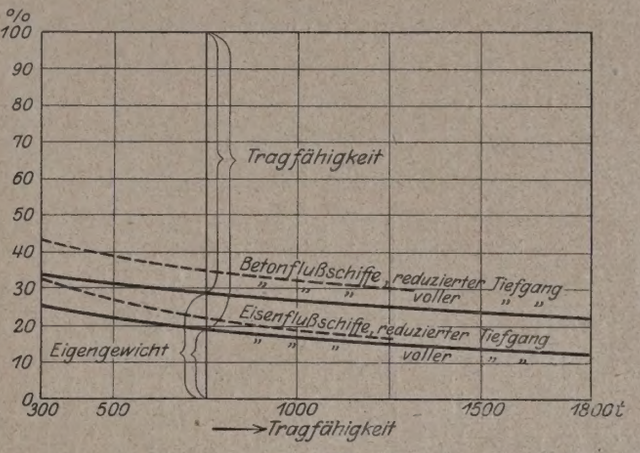


Abb. 11. Eigengewichte und Tragfähigkeiten von Flußschiffen in Prozenten der Verdrängung.

gewisses Bild des Einflusses einer verminderten Tauchtiefe zu haben, sind die gesamten Verhältnisse der Schiffe der Tabelle 5 nochmals für einen Tiefgang durchgerechnet worden, der 75 vH. des maximalen beträgt; dieser Wert dürfte die tatsächlichen mittleren Verhältnisse der deutschen Flüsse etwa treffen.

Die Werte für reduzierten Tiefgang sind in den graphischen Darstellungen für die Flußschiffe gestrichelt mit eingetragen; aus ihnen ist ohne weiteres ersichtlich, daß die gesamten Gewichts- und Tragfähigkeitsverhältnisse von Eisenbetonflußschiffen im Vergleich mit Eisenschiffen bei reduziertem Tiefgang ungünstiger sind als bei vollem Tiefgang. Es ist dies selbstverständlich eine Erkenntnis, die auf der Hand liegt und auf welche auch schon wiederholt hingewiesen ist. Immerhin zeigt aber z. B. Abb. 12, daß bei einem auf 75 vH. reduzierten Tiefgang die Tragfähigkeitsdifferenz zwischen Eisenschiff und Eisenbetonschiff um etwa 40 vH. vergrößert wird; die Werte für das gegenseitige Trag-

Tabelle 5.

Durchschnittswerte der Gewichtsverhältnisse von Flußschiffen aus Eisenbeton und Eisen bei vollem Tiefgang.

Tragfähigkeit	Eigengewicht		Verhältniswert der Eigengewichte		Eigengewicht / Tragfähigkeit		Verdrängung		Tragfähigkeit / Verdrängung		Verhältnisw. f. Tragfähigkeit / Verdrängung	
	Betonschiff	Eisenschiff	Betonschiff	Eisenschiff	Betonschiff	Eisenschiff	Betonschiff	Eisenschiff	Betonschiff	Eisenschiff	Betonschiff	Eisenschiff
t	t	t	%	%	%	%	t	t	%	%	%	%
300	156	103	146	100	50,2	34,5	451	403	65,7	74,4	90,7	100
500	234	143	164	100	46,8	28,6	734	643	68,1	77,7	87,6	100
750	309	177	174	100	41,2	23,4	1059	927	70,8	80,9	87,6	100
1000	367	197	186	100	36,7	19,7	1367	1197	73,2	83,5	87,6	100
1250	418	217	193	100	33,2	17,2	1668	1467	75,0	85,2	87,8	100
1500	465	230	202	100	30,9	15,4	1965	1730	76,3	86,6	88,1	100
1800	522	252	207	100	29,0	14,0	2322	2052	77,5	87,7	88,5	100

fähigkeitsverhältnis liegen für diesen Fall im allgemeinen sogar ungünstiger als für Seeschiffe.

Ein Vergleich der Abb. 7 und 12 zeigt klar den Unterschied der Gewichtseinflüsse bei Seeschiffen und Flußschiffen. Während beim Seeschiff ein ausgesprochenes Maximum des für die Wirtschaftlichkeit bedeutungsvollen Wertes vorhanden ist, bleiben die Verhältnisse für Flußschiffe verschiedener Größe ziemlich gleich; bei kleinsten Schiffen, also unter 500—600 Tonnen Tragfähigkeit tritt der Einfluß der Herstellungsmöglichkeit schwacher Wandungen ungünstig in Erscheinung, weiter oberhalb ist nur erkennbar, daß bei reduziertem Tiefgang die größeren Schiffe etwas ungünstiger abschneiden.

Tabelle 6.

Durchschnittswerte der Gewichtsverhältnisse von Flußschiffen aus Eisenbeton bei mittlerem Tiefgang.

Tragfähigkeit	Verdrängung		Tragfähigkeit / Verdrängung		Verhältnisw. f. Tragfähigkeit / Verdrängung	
	Betonschiff	Eisenschiff	Betonschiff	Eisenschiff	Betonschiff	Eisenschiff
t	t	t	%	%	%	%
181/193	332	296	54,6	65,2	83,8	100
305/330	539	473	56,6	69,8	81,3	100
468/504	777	681	60,3	74,0	81,6	100
638/682	1005	879	63,5	77,7	81,7	100
807/861	1225	1078	65,7	80,0	82,2	100
978/1041	1443	1271	67,7	81,8	82,8	100
1186/1256	1708	1508	69,5	83,3	83,5	100

Ein Punkt, der in gewissem Zusammenhang mit dem Gewicht bzw. der Verdrängung steht und von größtem Einfluß auf die Wirtschaftlichkeit ist, mag hier noch erwähnt werden, nämlich der Fortbewegungswiderstand, der die Größe der Antriebskraft bedingt. Der Widerstand setzt sich aus Formwiderstand und Reibungswiderstand zusammen. Der Formwiderstand wächst mit der Verdrängung, der Reibungswiderstand mit der Oberfläche, also langsamer als die Verdrängung. Nun kann man bei mittleren Seefrachtschiffen in ganz runden Zahlen annehmen, daß etwa 40—50 vH des Gesamtwiderstandes auf den Formwiderstand und 50—60 vH auf den Reibungswiderstand entfallen. Bei Flußschiffen dagegen, welche andere Formen haben und weit langsamer fortbewegt werden als Seeschiffe, dürften nur etwa 20—30 vH des Gesamtwiderstandes auf den Formwiderstand, 70—80 vH auf die Reibung entfallen. Die Vergrößerung des Formwiderstandes durch die beim Eisenbetonschiff im Vergleich zum Eisenschiff größere Verdrängung ist also beim Seeschiff bedeutend größer als beim Flußschiff. Die Vergrößerung des Reibungswiderstandes durch die Vergrößerung der vom Wasser benetzten Oberfläche ist an sich, wie bereits bemerkt, nicht so groß wie die Vergrößerung der Verdrängung; hinzu kommt für den Reibungswiderstand, daß die Reibungszahl des Betons im Wasser wahrscheinlich geringer ist als die des Eisens, so daß der Reibungswiderstand trotz Vergrößerung der Oberfläche beim Betonschiff geringer ist als beim Eisenschiff. Diese Tatsache spielt natürlich beim langsam fahrenden Flußschiff eine größere Rolle als beim Seeschiff. Es ist sogar möglich, daß der Einfluß der geringeren Reibung bei Flußschiffen so groß ist, daß die benötigte Schleppleistung geringer ist als beim gleich tragfähigen Eisenschiff.

Zusammenfassend haben vorstehende Ausführungen ergeben, daß vom Standpunkt der Gewichtsverhältnisse die dem Eisenbetonschiffbau wirtschaftlich günstigsten Bedingungen bei Seeschiffen von etwa 3000 — 3500

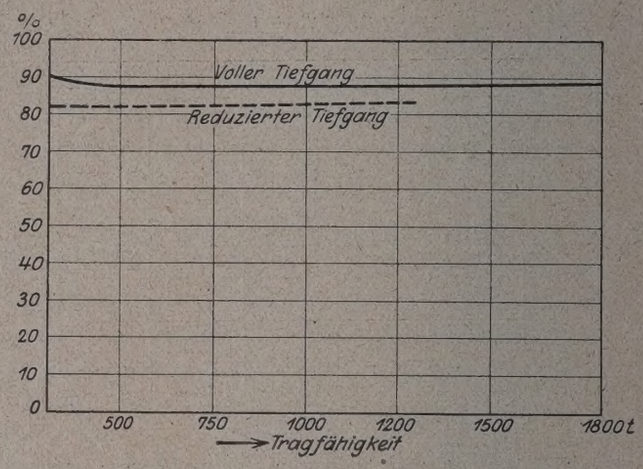


Abb. 12. Tragfähigkeitsverhältnis von Eisenbetonflußschiffen zu Eisenschiffen.

Tonnen Tragfähigkeit vorhanden sind. Diese Größe liegt auch in technischer Hinsicht günstig, man sollte daher durch Größensteigerung und unter gleichzeitiger technischer Entwicklung der bis jetzt in Deutschland gebauten Eisenbetonschiffe versuchen, Schiffe dieser Größe zu bauen, die möglichst noch günstiger abschneiden, als die in obigem gegebenen Mittelwerte. Noch etwas günstiger erscheinen die wirtschaftlichen Wettbewerbsbedingungen für Flußschiffe von 500 — 1000 Tonnen Tragfähigkeit unter der einen Bedingung, daß man sie in Stromgebieten verwendet, wo die Tragfähigkeit voll ausgenutzt werden kann, also auf Kanälen mit guter Wasserhaltung im Anschluß an den Unterlauf großer Ströme; es erscheint nicht ausgeschlossen, daß das Eisenbetonschiff als Kanalschiff von etwa 1000 Tonnen Tragfähigkeit eine gewisse Rolle spielen kann, wenn noch durch technische Fortschritte eine Gewichtsverminderung erzielt wird und wenn die Schiffe sich auch sonst in jeder Hinsicht den Anforderungen des Schiffahrtsbetriebes gewachsen zeigen. Außerdem hat die Eisenbetontechnik im Bau von Pontons, Docks und sonstigen Schwimmkörpern, bei denen das Eigengewicht keine wesentliche Rolle spielt, durch die Entwicklung in den letzten Jahren ein Gebiet gewonnen, auf dem der Wettbewerb mit dem Eisenbau sehr aussichtsreich erscheint.

BEMERKENSWERTE STEINBRÜCKENBAUTEN DER FRANZOSEN IN MAROKKO.

In Marokko haben die Franzosen während des Krieges eine größere Anzahl Steinbrücken erbaut, von denen die meisten eine Stützweite von etwa 15 m aufweisen, unter denen sich aber auch einige bedeutendere Bauwerke befinden, die auch den deutschen Ingenieuren vorgeführt zu werden verdienen. Einige der Bauwerke nehmen dadurch in der Geschichte des Brückenbaues eine besondere Stellung ein, daß sie in der bei den französischen Ingenieuren beliebt gewordenen Bauweise der Auflösung des Wölbkörpers in einzelne Ringe erbaut sind, wie sie zum Beispiel von Séjourné bei dem bekannten Zwillingsgewölbe der Pétrusse-Brücke in Luxemburg angewendet und neuerdings in Frankreich bei der Wilsonbrücke in Lyon wiederholt worden ist.

Zum Vergleiche mögen hier einige Angaben über die Pétrusse-Brücke folgen. Sie ist 1902—03 erbaut, ihre Stützweite zwischen den Kämpfern ist 84,65 m, so daß sie zur Zeit ihrer Erbauung die größte Steinbrücke der Welt gewesen ist. Die Pfeilhöhe ist 31 m. Das Gewölbe besteht

aus zwei Ringen, die sich nach den Kämpfern zu etwas verbreitern, im Scheitel je 5,33 m breit sind und 6,00 m lichten Abstand aufweisen. Über diesen Hauptgewölben sind auf schlanken Pfeilern Spargewölbe aus Mauerwerk aufgeführt. Diese Zwillingsteile der Brücke werden durch eine 53 cm dicke Eisenbetonplatte überdeckt, die, auf den Rändern des Überbaues aufgelagert, wenig mehr als 6 m Stützweite besitzt. Der Straßenquerschnitt zeigt die 9,60 m breite Fahrbahn in der Mitte und daneben die beiden 3,20 m breiten Fußwege. Die schwersten Lasten befinden sich also auf dem schwebenden Teile, der Eisenbetonplatte. Man hat die Auflagerung der Eisenbetonplatte, weil sie auf eine exzentrische Belastung jedes der beiden Gewölbe hinausläuft, bemängelt und hat bei der Wilsonbrücke in Lyon, die ebenfalls Zwillingsgewölbe enthält, eine andere Lagerung der Fahrbahntafel gewählt.

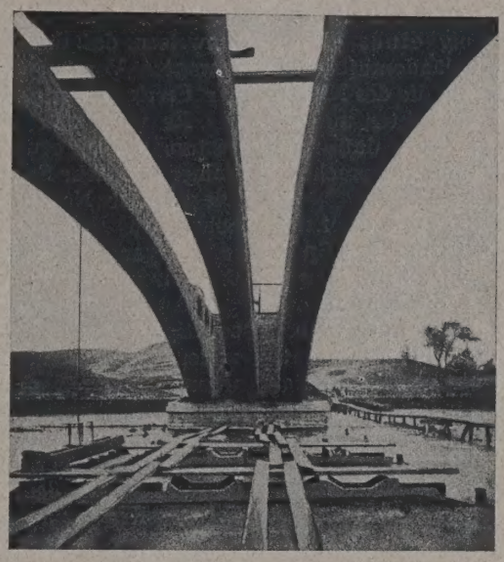


Abb. 1.

Die Wilsonbrücke ist — im Gegensatz zu der Pétrusse-Brücke — eine flache Strombrücke. Sie hat vier große Öffnungen von 42—49 m Stützweite und Zwischenpfeiler von 4,50 m Dicke, die ebenfalls in Zwillingsform ausgebildet sind. Die nutzbare Straßenbreite beträgt 20,10 m, die beiden Zwillingsbögen sind je 5,05 m breit und haben einen lichten Abstand von 10,80 m gegen 6,00 m bei der Pétrusse-Brücke. Die Fahrbahntafel ist eine Eisenbetonkonstruktion mit Querträgern in etwa 2,60 m Abstand und einer dazwischen gespannten Plattenbalkendecke. Um die bei der Pétrusse-Brücke von verschiedenen Seiten beanstandete einseitige Belastung der Gewölbe zu vermeiden, reichen die Enden der Querträger, an denen sich eine regelrechte Auflagerausbildung befindet, bis in die Mittelebene der Gewölbe. Auch hier liegt die Fahrbahn der Straße, 11,00 m breit, über dem schwebenden Teil des Überbaues und die 4,55 m breiten Fußwege seitlich davon. Es ist demgegenüber von Ingenieur A. Auric vorgeschlagen worden, die weniger belastete Gangbahn mit 6 m Breite in die Mitte und zwei Fahrbahnen von je 7,50 m Breite an die Seiten der Straße, wo sie unmittelbar unterstützt sind, zu verlegen. Dieser Vorschlag ist auch bereits von M. Foerster im Handbuch der Ing.-Wiss., II. Teil, 1. Bd., S. 263, anläßlich der Besprechung der Pétrusse-Brücke gemacht.

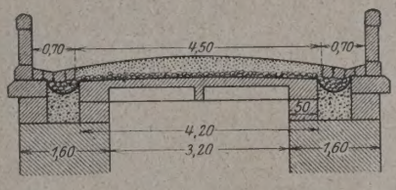


Abb. 2.

Bei den marokkanischen Brücken hat man die seitliche Auflagerung der schwebenden Fahrbahntafel nicht gescheut, da diese nur eine geringe Stützweite aufweisen, und ist in dieser Hinsicht auf die Bauweise der Luxemburger Brücke zurückgekommen. Bei diesen Brücken hat man der Frage der wirtschaftlichsten Ausbildung des Wölbkörpers in der Breitenrichtung besondere Beachtung geschenkt. Es hat sich hierbei ergeben, daß für kleine Öffnungen das volle Gewölbe am günstigsten ist. Obgleich die Breite der sogenannten Nationalstraßen in Marokko nur 6,90 m ist, haben die Kostenvergleiche ergeben, daß hingegen bei größeren Stützweiten die Auflösung des Gewölbes in mehrere parallele Ringe vorteilhafter ist. Wenn man für einen der Ringe mit nur zwei Lehrbögen auskommen wollte, könnte man die Breite der Einzelringe nicht über 1,60 m steigern. Bei 6,90 m von Brückenstirn zu Brückenstirn verbliebe dann bei zwei Einzelringen ein Zwischenraum von 6,90 — 2 . 1,60 = 3,70 m. Zu dessen Überdeckung wäre schon eine ziemlich kräftige Eisenbetontafel nötig, für die sich die Ausbildung in Plattenbalkenform empfiehlt. Bei 3,20 m Breite des Zwischenstreifens ist hingegen die Anwendung einer einfachen Eisenbetonplatte (mit bedeutend geringeren Schalungskosten) noch wirtschaftlich. Wenn man den Zwischenraum zwischen den zwei Einzelgewölben auf 3,20 m herabsetzt, ergibt sich allerdings eine Verringerung der Gesamtstraßenbreite um 50 cm. Während der Querschnitt normalerweise sich aus 5 m Fahrbahnbreite, zwei Fußwegen von je 0,75 m Breite und zwei Brüstungsmauern zusammensetzt, von der zwei Auskragungen abgehen, lassen sich bei nur 6,40 m verfügbarer Breite neben der 5 m breiten Fahrbahn nur zwei erhöhte Schutzstreifen von 50 cm Breite anbringen. Man hat diesen geringen Nachteil wegen der erheblichen Kostenersparnis in Kauf genommen und z. B. die Brücke Ben Tato über den Oued Fez in dieser Weise ausgebildet.

Für breitere Brücken (7,10 m von Stirn zu Stirn) haben die Franzosen, um die Schwierigkeiten einer weitgestützten schwebenden Fahrbahntafel zu vermeiden, die Einführung eines dritten Ringes erwogen, und aus vergleichenden Kostenberechnungen gefunden, daß die Anwendung eines mittleren Ringes sehr vorteilhaft ist. Die Ringe sind dann je nur 1,50 m breit, ihr gegenseitiger lichter Abstand i t 1,30 m. Für dessen Überdeckung genügen einfache Eisenbetonplatten. Man kann sogar fertig angelieferte Dielen einlegen. Hierdurch werden die Kosten für die Fahrbahntafel naturgemäß sehr herabgemindert. Der dritte Ring verursacht nicht allzu erhebliche Kosten, weil er ja unter Wiederverwendung der bereits vorhandenen Rüstung erbaut wird.

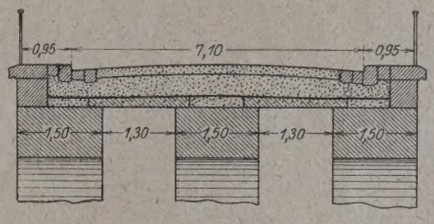


Abb. 3.

Bei den hier in Betracht gezogenen Brücken ist das Verhältnis von Zwischenraumbreite zu Gesamtbreite zwischen Stirn und Stirn

bei der	Pétrusse-Brücke	6,00 : 16,66	36%
,, ,,	Wilsonbrücke	10,80 : 20,90	52%
,, ,,	marokkanischen Ausführung mit 3 Ringen	2,60 : 7,10	37%

Es ist auffallend, daß man bei den marokkanischen Brücken so ganz von den gegenseitigen Breitenverhältnissen der Wilsonbrücke abgewichen ist. Dort beträgt der Zwischenraum zwischen den beiden Ringen 11 m und doch hat man einen dritten Ring nicht zwischengelegt, während man hier den lichten Abstand der beiden äußeren Ringe von 4,10 m noch durch einen dritten Ring von 1,50 m Breite unterteilt hat.

Zur Beurteilung der Bauweise sei zunächst die hauptsächlichste Vertreterin in Marokko, die Brücke bei Mesdoura etwas näher beschrieben. Sie überspannt den Oued Sebou in drei Bögen. Der mittlere Bogen hat 35 m lichte Weite und 4,90 m Pfeilhöhe (Pfeilverhältnis 0,140), die beiden Seitenöffnungen haben 30 m lichte Weite und 4,70 m Pfeilhöhe (0,156

Pfeilverhältnis). Die Scheitelstärke ist 0,95 bzw. 0,90 m. Die Breiten der Ringe und Zwischenräume sind die oben bereits erwähnten (1,50 — 1,30 — 1,50 — 1,30 — 1,50 m). Die Zwischenräume sind mit gewöhnlichen Eisenbetonplatten überdeckt, die nicht eingemauert, sondern wegen der starken Temperaturänderungen (50°) lose in eine Nut eingelagert sind. Der mittlere Ring erhält außer den auf seine eigene Breite von 1,50 m entfallenden Lasten noch die Last zweier je 0,65 cm breiten seitlichen Streifen, die durch die freitragenden Platten vermittelt wird. Die beiden Randgewölbe erhalten hingegen außer der auf ihre Eigenbreite von 1,50 m entfallenden Last nur die mittelbar übertragene Belastung eines 65 cm breiten Streifens. Vielleicht wird durch die Geländeraufbauten die Gesamtbeanspruchung der Randgewölbe auf die des Mittelringes gesteigert. Andernseits sind wohl Rücksichten auf die Vereinfachungen beim Bau maßgebend gewesen, daß man den Mittelring nicht seiner Mehrbeanspruchung entsprechend breiter oder dicker gemacht hat als die Seitenringe.

Über den Gewölben ist — wie bei der Bauweise der Zwillings- oder Drillingsgewölbe üblich — Aufmauerung mit Sparöffnungen angeordnet. Eine Anwendung von Stirnmauern hätte sich nur ermöglichen lassen, wenn man die Eisenbetonplatten unmittelbar auf die hintere Leibung des Hauptgewölbes aufgelegt hätte. Dieser Vorschlag ist auch tatsächlich gemacht, aber nicht verwirklicht worden. Die konstruktiven Schwierigkeiten der Herabziehung der Platte auf den geneigten Gewölbeflächen sind wohl zu erheblich, wenn eine klare Lagerung beibehalten werden soll. Die Überdeckungsplatten liegen deshalb unmittelbar unter der Fahrbahn auf den hochgeführten Unterbauten auf.

Wir wollen auf Verringerung und die Erhöhung der Kosten der einzelnen Brückenteile, insbesondere auf die Steigerung der Arbeitskosten wegen der unbedingt erforderlichen erhöhten Sorgfalt beim Bau nicht eingehen und halten uns an das Ergebnis der französischen Gesamtkostenberechnung, die mit einer erheblichen Ersparnis abschließt, die hauptsächlich durch die Verringerung der Gerüstkosten entsteht. Aber wir möchten nicht unterlassen, auf die der — als erwiesen angenommenen — Kostenersparnis gegenüberstehende Verringerung der Sicherheit des Bauwerks kurz eingehen. Wir möchten hinweisen auf die starke Gefährdung des Bogens, wenn die Pfeiler nicht durchaus zuverlässig sind, nicht auf ihre gesamte Breite genau gleichen Widerstand leisten. Wenn die eine Seite eines Widerlagers stärker nachgibt als die andere, verschiebt sich die Resultierende des Kraftstromes sehr erheblich aus der Mitte heraus und es entsteht ein exzentrisch gedrückter Stab. Da er Zugspannungen nur ingeringem Maße aufzunehmen vermag, wird der Querschnitt leicht aufreißen und seitlich ausknicken. Je schmaler die Gewölbe und ihre Widerlager sind, desto verhängnisvoller kann die geringste Verdrehung der Widerlagerachse werden. (1,50 m Breite bei 35 m Stützweite ist entschieden das höchste, was man wagen konnte (1:23,4). Bei der Luxemburger Brücke war das Verhältnis immerhin 5,33:84,65 = 1:15,9, bei der Wilsonbrücke 5,05:49,00 = 1:9,7. Gewisse Bedenken entstehen auch hinsichtlich der Sicherheit bei stoßenden Lasten, denen gegenüber ein hohes Eigengewicht sehr erwünscht ist. Bei Brücken mit einheitlichem Wölbkörper nimmt das gesamte Gewicht der Gewölbe und ihrer Aufbauten an der Aufnahme der Stöße teil. Es zehrt diese bekanntlich fast völlig auf. Bei den in Marokko angewandten Einzelringen kann, besonders wenn — wie vorgeschlagen — die schweren Verkehrslasten, Lastautos und Straßenbahnen u. dgl. auf den unmittelbar unterstützten und nicht auf den schwebenden Teil der Fahrbahnplatte, also lotrecht über ein Wölbband zu liegen kommen, eine stärkere Erschütterung eines einzelnen Ringes die Folge sein. Diese Erschütterungen sind bei Steinbauten mehr zu fürchten, als im Eisenbeton- oder gar im Eisenbau. Man könnte darauf hinweisen, daß die Brücken in Marokko wie auch ihre weniger gewagten Vorgängerinnen sich doch bei der Ausrüstung und der Fertigstellung sowie im Verkehre bewährt haben.

Es wird aber wohl zuzugeben sein, daß man die Ausrüstung und die etwaige Probebelastung bei derartigen Brücken immer mit mehr Sorge begleiten wird, als bei vollen Gewölben. Die geringste Nachlässigkeit in der Bauausführung, eine schlecht ausgefüllte Fuge, ein morscher Stein — von Sabotagehandlungen ganz abgesehen — kann bei der Schmalheit der Ringe und ihrer hohen Beanspruchung den Einsturz herbeiführen.

Erdbeben und Minenschläge in der Nähe der Brücke und sonstige starke Erschütterungen vermögen sich hier weit unheilvoller auszuwirken. Ebenso ist die Unterspülung von Pfeilern, wenn sie auch nur die geringste Widerlagersenkung zur Folge hat, hier noch gefährlicher als sonst im Brückenbau.

Aus allen diesen Gründen wird man bei Brückenplanungen mit ähnlichen Verhältnissen wie bei der Mesdourabrücke sich schwer entschließen, die dort angewandte Bauweise zu wiederholen, selbst wenn sie eine gewisse Kostenersparnis ermöglicht, obgleich sie in ihrer Kühnheit und mit den Anforderungen an eine aufs beste durchdachte und peinlichst durchgeführte Wölbarbeit für den Ingenieur besonders reizvoll erscheint.

Die französische Quelle, aus der wir unsere Angaben und die Abbildungen entnommen haben (Génie Civil 1920, Nr. 17) behandelt auch die Ausführung des Wölbmauerwerks ausführlich. Die Steine sind trocken versetzt worden und der Mörtel ist sehr wenig feucht mit Stößeln eingeschlagen worden. Man hat in mehreren Ringen übereinander gewölbt und den Verlauf der Drucklinie im Gewölbe durch künstliche Anfangsspannungen in der Scheitel- und in der Kämpfergegend beeinflußt. Man hat dies durch Auskeilen der Fugen im unteren bzw. oberen Ringe und besonders kräftiges Einhämmern des fast trockenen Mörtels zu erzielen gesucht. Wir möchten bei der Erwähnung der von den Franzosen getroffenen Maßnahmen, die Zusammenpressung des Wölbkörpers unter der Stützenkraft unschädlich zu machen, des von Dr.-Ing. Färber ausgearbeiteten Gewölbeexpansionsverfahrens zu gedenken, nicht unterlassen, das u. a. in der Deutschen Bauzeitung 1921 veröffentlicht ist, und das die unter dem Einfluß der Normalkraft entstehende Achsenverkürzung dadurch beseitigt, daß zunächst eine Scheitellücke offen gelassen wird, in diese Wasserdruckpressen eingesetzt und unter Druck gesetzt werden. So kann man durch Erzeugung einer beliebigen Anfangsbogenkraft den zentrischen Verlauf der Stützlinie für jede Belastung der Brücke im Scheitel und im Kämpfer wieder herbeiführen.

Dr. W. Kunze.

LITERATURSCHAU.

Gesammelt und geordnet von Regierungsbauführer Dipl.-Ing. C. Lehmann, Dresden.

Baustoffkunde.

1143. Betonwerkstein. Zement 1921, Nr. 44, S. 561 bis 562, 6 Abb. Gute Verwendbarkeit und Haltbarkeit von Betonwerksteinen bei Außenarchitekturen (besonders Brunnen).

1144. Bau von Kalköfen. Von Oberingenieur E. Schneider. Tonindustrie-Ztg. 1921, Nr. 131, 133, 134, 10 Abb. Ausnutung minderwertiger Brennstoffe durch Anlage von Ring- und Schachtöfen mit unmittelbarer Verfeuerung oder Gasfeuerung.

1145. Heimstätten, Presson, Eisenbahn. Von Regierungsbaurat W. Richard, Rotenburg, Hannover. Süddeutsche Bauzeitung vom 5. 11. 1921, S. 47 u. 48 mit einigen Abb. Eine neue Sparbauweise, „Presson“ genannt, wird beschrieben. Presson ist eine elastische Betonmasse aus Kies, Bims, Zement (1:15 bis 1:18) und Zuschlägen. Aus ihr werden Hohl- und Vollsteine usw. hergestellt. Vorteil: Pressonmauerwerk ist wesentlich billiger als Ziegelmauerwerk, ohne dabei die Vorteile der Ziegelmauer zu entbehren.

Vgl. Nr. 1163.

Statik und Festigkeitslehre.

1146. Faustformeln zur Querschnittsbestimmung gedrückter flußeiserner Stäbe und Stützen. Von Oberbaurat Prof. a. D. Moerike, Stuttgart. Zentralbl. d. Bauverw. 1921, Nr. 90, S. 554—556. Es werden Ergänzungen und Vermehrungen zu den Angaben gebracht, die der Verfasser in einem Aufsatz gleicher Überschrift im Jg. 1920 d. Bl., S. 525 u. f. gegeben hat. Es werden damit für den Konstrukteur so ziemlich alle gangbaren Typen von Druckstäben und Stützen des Hochbaues erfaßt.

1147. Röntgenphotographie und Materialprüfung. Von Geh. Reg.-Rat Prof. Dr. R. Schenk in Münster. Stahl und Eisen 1921, Nr. 41, S. 1441—1449 mit 24 Abb. Es werden die Fortschritte der Physik der Röntgenstrahlen beschrieben, besonders die von Lauesche Entdeckung, die die Aufklärung der allerfeinsten Struktur der festen Stoffe ermöglicht. Es werden für die äußerst kurzwelligen Röntgenstrahlen sehr feine Gitter verwendet, und zwar Kristallgitter, die ein System von Kreuzgittern darstellen. Weiter wird auf die durch den Physiker Siegbahn zu hoher Vollkommenheit entwickelte Methode zur Auflösung der Mischung der Röntgenstrahlen verschiedener Wellenlänge hingewiesen. Verwendung von Drehkristallen zur Beugung der Strahlen.

1148. Zur Berechnung der Pilzdecke. Von Ing. Hruban, Prag. Beton u. Eisen 1921, Nr. 16, S. 187—188, 8 Abb., Nr. 17/18, S. 200—201. Bisherige Berechnungsarten nach Grashof, Dr. Lewe, Prof. Hager. Neuer Vorschlag mit Hilfe von Durchbiegungen.

1149. Torsionsberechnung. Von Dr.-Ing. E. Rausch, Berlin. Zentralbl. d. Bauverw. 1921, Nr. 85, S. 525 bis 528, mit 9 Abb. Um Torsionsspannungen zu begegnen, werden Bügel- oder Spiralbewehrung angewendet. Verfasser ermittelt für beide Bewehrungen Gleichungen zur Bestimmung des Eisenquerschnitts und untersucht die Vor- und Nachteile dieser Bewehrungsarten.

1150. Berechnung von Eisenbetonplatten unter gleichzeitiger Berücksichtigung der Kontinuität und der teilweisen Einspannung. Von Dr.-Ing. Fruchthändler, Bremen. Beton u. Eisen 1921. Nr. 16, S. 184—186, 11 Abb., Nr. 16/17, S. 202—205. Berechnung von zwischen Eisenbetonunterzügen gespannten Platten.

Hochbaukonstruktionen und Zementwaren.

1151. Betonbehälter für Sulfitspritfabriken. Baumarkt 1921, Nr. 45, S. 765—766. Ergebnis einer Rundfrage des deutschen Beton-Vereins um Erfahrungen über das Verhalten von Betonbehältern in Spiritusfabriken. Hohe Temperaturschwankungen und der Angriff durch Lauge sind die größten Gefahren derartiger Behälter.

1152. Maschinen im Hochbau. Von Privatdozent Dr. Georg Garbotz, Frankfurt a. M. Die Bauwelt 1921, Nr. 45, S. 659—662, 11 Abb. Empfehlung von Pumpen, Materialaufzügen und Betonmischmaschinen im Hochbau mit elektrischem und Benzolmotorenantrieb.

d) Eisenbetonbrücken.

1153. Neue Brücke über die Mersey in Warrington. Nach Engineering vom 11. 2. 1921. Deutsche Bauzeitung, Mitteilungen über Zement usw. 1921, Nr. 17, S. 129—130, 5 Abb., und Schweizer Bauzeitung 1921, Nr. 10, S. 230—231, 4 Abb. Baubeschreibung. Die Bogen wurden während des Baues vorübergehend mit drei Gelenken versehen mit Rücksicht auf das Schwinden und Setzen des Bauwerkes nach dem Ausrüsten unter dem Einfluß seines Eigengewichtes.

e) Eiserne Brücken.

1154. Zur Berechnung des Windverbandes einer Hängebrücke. Von Dr. techn. Ernst Melan, Wien. Der Brückenbau 1921, Nr. 21, S. 115—117, mit 2 Abb. Es wird ein Rechnungsweg gewiesen zur sparsamen Dimensionierung des Windverbandes einer Hängebrücke unter Berücksichtigung der Hängestangenkräfte, durch welche die Beanspruchung des Windverbandes ganz wesentlich herabgemindert wird.

1155. Schwebefähren. Von Dipl.-Ing. Kusenberg, Sterkrade, Rheinland. Der Brückenbau 1921, Nr. 21, S. 117—120, 3 Abb. Es werden zwei Schwebefähren beschrieben, die den Verkehr über den Riachnelo in Buenos-Aires vermitteln.

Wasserbau.

a) Gewässerkunde und Wasserwirtschaft, Wasserrecht, Wasserbewegung.

1156. Die rechnerische Behandlung der Schwemmstoffbewegung in unseren Flüssen. Von Oberbaurat Dr.-Ing. H. Krey. Zentrabl. d. Bauverw. 1921, Nr. 89, S. 550—556, mit 4 Abb. Ergebnis der bisherigen Untersuchungen und ihre rechnerische Auswertung.

Eisenbahnbau und -betrieb.

1157. Die verkürzte doppelte Kreuzungsweiche, Patent Bäseler. Von Dr.-Ing. Feindler. Tiefbau 1921, Nr. 89, S. 377—378, mit 4 Abb. Vergleich zwischen der bisherigen normalen Kreuzungsweiche 1 : 9 und 1 : 10 und der verkürzten doppelten Kreuzungsweiche 1 : 5,5, deren hauptsächliche Vorteile, Platzersparnis, vermehrte nutzbare Länge und erhöhte Übersicht sind.

1158. Neuzeitliche Eisenbahn-Betriebs- und -Ausbesserungswerke. Von Reg.-Baurat Dr.-Ing. M. Osthoff, Vorstand des Reichseisenbahnmaschinenamts 3 Duisburg. Z. d. V. D. Ing. 1921, Nr. 44 u. 46, S. 1131—1134 u. 1187—1191, mit 13 Abb. Folgende Entwürfe werden beschrieben und begründet: 1. Eisenbahnbetriebswerk, das zum Abrüsten der Lokomotiven mit einem fahrbaren Breitspurgreiferdrehkran ausgerüstet ist, und mit dem eine leistungsfähige Ausbesserungswerkstätte und eine Viehwagenwäsche verbunden sind; 2. Eisenbahnausbesserungswerk ohne Schiebebühnen, in dessen Richthallen Gleisgruben fehlen und Lokomotiven, Tender und Kessel sowohl im Quer- als auch im Längsstand aufgestellt werden können.

1159. Erfahrungen und Erkenntnisse aus dem Kriegseisenbahnbetriebe hinsichtlich der Ausgestaltung der Verkehrsanlagen für erhöhte Leistungen. Von Ing. R. Findeis, Oberbaurat, Professor in Wien. Organ f. d. Fortschr. im Eisenbahnw. 1921, Nr. 21, S. 241—245, 8 Abb. Besondere Berücksichtigung der Anlage und Ausgestaltung von Bahnhöfen.

1160. Die Enteignung für Reichseisenbahnen in Preußen. Von Wirklichen Geh. Rat Fritsch. Zeitung d. Ver. deutsch. Eisenbahnverw. 1921, Nr. 44, S. 811 bis 814. Das neue Reichsrecht, die neuen Zuständigkeiten und Gang des Enteignungsverfahrens.

1161. „Reichs"-" oder „Privat"-Bahn? Rede des Wirkl. Geh. Rates Dr. Hermann Kirchhoff in der dritten Vollsitzung des Sachverständigenbeirats beim Reichsverkehrsministerium am 27. 10. 1921. Verkehrstechn. Woche 1921, Nr. 44, S. 353—354. Eine Beseitigung der Defizitwirtschaft wird in weitgehendster Ausführung des Art. 92 der Reichsverfassung gesehen, wonach die Reichsbahn als solche bestehen bleiben soll, jedoch privatwirtschaftlich betrieben werden muß.

Eisenbetonbau.

(Eisenbetonbrücken siehe unter Brückenbau!)

1162. Technik und Wirtschaftlichkeit des Eisenbetonschiffbaues. Von E. M. Kilgus, Zivilingenieur in Breslau. Zeitschr. f. Architektur- und Ing.-Wesen 1921, Nr. 11, S. 170—171 mit 6 Abb. Betrachtungen über die Möglichkeit, den Tiefgang der Eisenbetonschiffe, der im Verhältnis zu eisernen Kähnen sehr hoch ist, zu verringern und dadurch den Nutzeffekt zu erhöhen.

Holzbau.

1163. Der künstliche Schutz des Holzes im Bauwesen gegen Fäulnis. Von Dr.-Ing. Friedrich Moll, Berlin-Südende. Der Holzbau 1921, Nr. 22, S. 85—88. Es wird auf die Notwendigkeit hingewiesen, Holz gegen Fäulnis zu schützen, um Werte zu erhalten. Teeröl- und Salzlösungsimprägnierungen und ihr Anwendungsbereich. Der Hausschwamm und seine Bekämpfung.

Städtebau und städtischer Tiefbau.

1164. Gleislose Bahnen statt Straßenbahnen. Von Max Schiemann, Wurzen. Elektr. Kraftbetriebe u. Bahnen 1921, Nr. 21, S. 249—250. Die Vielseitigkeit und Wirtschaftlichkeit der Verwendung wird am Beispiel der Strecke Blankenese—Marienhöhe gezeigt.

1165. Die Kleingarten- und Siedelungszone im Generalregulierungsplane für Wien. Von Ing. Johann Theodor Jaeger, Baurat im Wiener Stadtbauamte. Zeitschr. d. Österr. Ing.- u. Arch.-Vereins 1921, Nr. 42/43, S. 264—268 mit einem Plan von Wien.

1166. Die Wiener Kleingarten-Siedlung. Von Architekt Ing. Hugo Mayer. Zeitschr. d. Österr. Ing.- u. Arch.-Vereins 1921, Nr. 42/43, S. 268—270 mit 3 Abb.

1167. Die Wasserleitung der Stadt Los Angeles in Kalifornien. Von Dr.-Ing. F. W. Schmidt. Zentralbl. d. Bauverw. 1921, Nr. 91, S. 560—564 mit 15 Abb. Beschreibung der 400 km langen Rohrleitung und der dazu gehörigen Bauten, wie Dücker, Ringschwimmschutz und Unterbauten.

1168. Der Bau der Städte und Gartenstädte auf der Londoner Zusammenkunft. Bericht von de Hecm. Ann. des Trav. Publ. de Belg. 1921, Nr. 4, S. 595 bis 626, 3 Tafeln, 5 Abb. Maßnahmen der feindlichen und neutralen Länder zur Behebung der Wohnungsnot.

1169. Die französische Gesetzgebung über die städtischen Bebauungspläne. Von Joyant. Ann. des ponts et chaussées 1921, Nr. 3, S. 397—419, 3 Abb. Nachweis, daß die bestehenden Gesetze zur wirksamen Durchführung städtischer Bebauungspläne nicht ausreichen. Vorschläge zu ihrer Ergänzung.

Kunst im Ingenieurwesen. — Wirtschaftliches. — Personalnachrichten. — Vereinsnachrichten. — Standesvertretung. — Sonstiges.

1170. Kohle und Wasserkraft der Weltwirtschaft. Von Ing. Ornig, Graz. Technik u. Wirtschaft 1921, Nr. 10 u. 11, S. 581—592 u. 662—670. Vorräte und jetzige Ausnützung der Kohlen und Wasserkräfte in Europa und Nordamerika. Vergleich derselben mit der Kohlenausnutzung.

1171. Arbeitszwang und Tariffreiheit. Von Dr. Franz Goerrig, Köln. Stahl u. Eisen 1921, Nr. 42 S. 1491 bis 1494. Entgegnung des Verfassers auf einen in der Zeitschrift „Soziale Praxis" von Prof. Dr. E. Franke erschienenen Aufsatz, in dem er sich gegen den Entwurf des neuen Arbeitszeitgesetzes wendet. Vgl. auch Stahl u. Eisen 1921, Nr. 40, S. 1416—1420.

1172. Zum Entwurf eines neuen Arbeitszeitgesetzes. Von Dr. Franz Goerrig, Köln. Stahl u. Eisen 1921, Nr. 40, S. 1416—1420. Der Entwurf, der die Tarifparteien berechtigen soll, in Tarifverträgen gewisse Ausnahmen vom Achtstundentag zu vereinbaren, wird als durchaus unzulänglich geschildert. Er stellt eine Belastung unserer Gesamtwirtschaft und eine Vergeudung von Arbeitskräften dar.

1173. Oberschlesien. Stahl u. Eisen 1921, Nr. 43, S. 1557—1559, 1 Abb. Die Bedeutung der an Polen abzutretenden oberschlesischen Gebietsteile für die deutsche Volkswirtschaft, besonders für den Steinkohlenbergbau und die Zinkindustrie.

1174. Der Verlust an industriellen Anlagen in Oberschlesien. Stahl u. Eisen 1921, Nr. 44, S. 1596—1600, 1 Abb. Im Anschluß an den Aufsatz „Oberschlesien", Stahl u. Eisen 1921, Nr. 43, S. 1557, werden Einzelheiten über die uns verloren gegangenen Montanindustriewerke gebracht und der wirtschaftliche Zusammenhang des oberschlesischen Industriegebietes durch eine Karte deutlich veranschaulicht.

1175. Das Wiesbadener Abkommen und die Industrie. Von Dr. Clemens Klein, Berlin Stahl u. Eisen 1921, Nr. 43, S. 1533—1539. Das Abkommen wird in seinen wesentlichsten Punkten erörtert, und seine schwerwiegende Bedeutung für die deutsche Industrie dargelegt, deren unentbehrliche Bewegungsfreiheit durch die Durchorganisierung der liefernden Werke unter staatlichem Zwang in Frage gestellt ist.

1176. Die Einsteinsche Relativitätstheorie. Von Prof. Dr. H. Weyl an der Eidg. Techn. Hochschule Zürich. Schweizer Bauzeitung 1921, Nr. 18 u. 19, S. 215—218 u. 225—228, 2 Abb.

KURZE TECHNISCHE BERICHTE USW.

Technik und Wirtschaftlichkeit des Eisenbetonschiffbaues.

Von E. M. Kilgus, Zivilingenieur, Breslau.

Die dem Eisenbetonschiffbau gestellte Aufgabe ist nicht so eindeutig bestimmt, als sonst im Betonbau. Im Hochbau ist allen Anforderungen der Wirtschaftlichkeit bereits genügt, wenn die Baukosten ein Minimum sind; hinsichtlich Unterhaltung steht der Eisenbetonbau an sich schon sehr günstig, ebenso was Dauerhaftigkeit anbelangt. Im Schiffbau dagegen spielt der erzielbare Nutzeffekt im Dauerbetrieb eine noch größere Rolle, und gerade in dieser Hinsicht ist es das erheblich größere Gewicht des Schiffskörpers, welches den Gesamtbegriff der Wirtschaftlichkeit ungünstig beeinflußt. Jeder Zoll Mehrtiefgang durch Eigengewicht bedeutet einen ebenso großen Verlust an Ladegewicht und das ist gerade dann besonders schmerzlich, wenn die Wasserverhältnisse, wie auf unseren Strömen und Binnenkanälen, eine willkürliche Vermehrung des Tiefganges nicht zulassen. Eine Volladung bis zur Tiefladelinie ist nur zeitweise möglich; den größten Teil des Jahres muß mit Teilladung gefahren werden. Im Stromgebiet der Oder z. B. kann man durchschnittlich nur mit 1,40 m Ladetiefgang rechnen gegen 2,00 m Lademöglichkeit. Wenn nun Eisenbetonkähne nur mit 0,60 bis 0,65 m Leertiefgang gebaut werden könnten, eiserne Kähne dagegen nur 0,30 bis 0,32 m tief gehen, so wäre die Konkurrenzfähigkeit mehr als fraglich.

Was ist getan und was kann noch getan werden, um das Gewicht der Eisenbetonkonstruktion niedrig zu halten? Die erforderliche Wasserdichtigkeit verlangt fette Mischung; fette Mischung verbürgt große Betonfestigkeit und gestattet hohe Beanspruchung. Die Eisenbewehrung wird doppelseitig angeordnet; teils um die Zugkräfte aus den Biegungsmomenten wechselnder Richtung aufzunehmen, anderseits aber auch, um in der Druckzone den Beton zu unterstützen. Durch beide Maßnahmen erzielt man kleine Querschnitte und Gewichtsersparnis, obwohl das spezifische Gewicht gleichzeitig gestiegen ist. Dem sucht man wieder entgegenzuwirken durch Zuschläge von geringem Massegewicht, wie Traß, Asphaltpulver, Bims, gebranntem Ton usw., ferner auch durch den Einbau von Leichtkörpern und Herstellung von Aussparungen, mitunter auf Kosten der Festigkeit. Das einzige noch übrigbleibende Mittel ist beste Ausgestaltung der Konstruktion. Hier ist noch viel Arbeit zu leisten; noch viel Gewicht wird ganz unnötig hineingepackt, viel Baustoff wird vergeudet. Es ist hier nicht der Ort, auf alle Einzelheiten einzugehen, nur eine der wichtigsten soll angezogen werden. Die Hälfte der Masse oder gar noch weit mehr steckt in den Rippen. Sie sind meist zu hoch, immer aber viel zu breit. Die übliche Monierbauweise verlangt sorgfältige und ausreichende Umhüllung der zahlreichen Rundstäbe, dern die monolithische Wirkungsweise kommt zustande durch Übertragung der Kräfte vom Eisen auf den Beton mittels der Haftspannungen. Daher der große Betonquerschnitt, der bei der überaus geringen Schub- und Scherfestigkeit der Betonmasse doch nicht ausreicht, um die Querkräfte allein zu übernehmen, sondern durch Bügel und Stababbiegungen verstärkt werden muß. Hier ist es richtiger und notwendig, die gesamten Eiseneinlagen des Zuggurtes wie des Druckgurtes zu je einem einzigen Eisenprofil zu vereinigen und die Querkräfte durch ein starr damit verbundenes Strebenfachwerk zu übertragen. Auf die Haft- und Schubfestigkeit zu verzichten, erscheint mir bei den absonderlichen Profilverhältnissen, wie sie im Eisenbetonschiffbau üblich sind, dringend ratsam. Die Stege können dann bedeutend schlanker ausfallen und obendrein in den Strebenzwickeln durch den Einbau von Leichtkörpern noch erheblich erleichtert werden. Die Qualität der Gesamtkonstruktion wird dadurch nicht ungünstig beeinflußt, im Gegenteil verbessert; man darf nur nicht auf die in Amerika gemachten Fehler verfallen, starke Flanschenprofile einzubauen, welche die Beplattung gewissermaßen in einzelne, kaum zusammenhängende Streifen zerteilen. Die Eisenmenge bleibt die gleiche, wie überhaupt bei einem gegebenen Spannungsverhältnis eine Veränderung dieser Größe nur im Rahmen einer gewissen Zwangsläufigkeit möglich ist; Ersparnisse sind nur beim Beton zu erzielen, wo auch diejenigen Teile, auf deren statische Mitwirkung man ganz oder teilweise verzichten kann, durch Leichtkörper ersetzt werden können.

Ähnliche Gedankengänge führen auch zur Umgestaltung der Plattenbewehrung und anderes mehr. Das Endergebnis ist, wie der Verfasser bei der genauen Durcharbeitung einer Reihe verschiedener Projekte feststellte, überraschend günstig. Ein Beispiel: Als Vergleichsobjekt diene der normale, eiserne 600-t-Kahn, wie er auf der Oder zum Kohlentransport gebraucht wird, mit 55 m Länge, 8 m Breite und kaum 2 m Seitenhöhe. Die Beplattung der Außenhaut ist nur 6 bis 7 mm stark und der Leertiefgang ist 0,31 m; entsprechend den Wasserverhältnissen der Oder wohl eine der denkbar ungünstigsten Aufgaben. Das Eisenbetonfahrzeug von genau gleichen Außenmaßen ist nicht nur konstruktiv, sondern auch nach eingehender statischer Untersuchung bezüglich Festigkeit in jeder Hinsicht gleichwertig. Der Leertiefgang beträgt bei Verwendung von ganz normalem Quarzsandbeton mit wenig Traßzusatz zur Verbesserung der Zähigkeit nur 0,37 m; also kaum soviel als ein hölzernes Fahrzeug. Mit der Herstellung eines einwandfreien Leichtbetons von etwa 1,8 spez. Gewichts dürfte das Gewicht eines eisernen Schiffes erreichbar sein

Das ist aber noch nicht alles. Ein unter Patentschutz (D. R. P. 338014) stehendes Bauverfahren gestattet, solche Fahrzeuge in bester Eisenbetonausführung völlig schalungslos herzustellen, und zwar auf ganz normaler Helling in beliebiger Formgebung, ohne irgendwie zum Reihenbau genötigt zu werden. Der Bau beginnt mit der Aufrichtung des formgebenden Gerippes, bestehend aus eisernen Spanten, Kiel, Seitenkielen und Stringern, Schottversteifungen usw. Alle diese Eisenteile sind Strebenfachwerke, zusammengeschweißt aus Flacheisengurten und ebensolchen Streben, wie sie Abb. 1 in der Ansicht und Abb. 2 im Schnitt zeigt. Das Gerippe wird dann außen mit einer Beplattung von Streckmetallstreifen versehen (Abb. 3), die durch Aufbinden befestigt, schon die äußere Form des Schiffes festlegen An dieser Beplattung werden schindelartige Leichtkörper befestigt wir Abb. 2 und 5 erkennen lassen; auch in die Zwickel der Rippen träger werden dreieckförmige Stücke eingehängt (Abb. 1 u. 6). Nur wird die innere Beplattung aufgebracht, etwa nach Abb. 4 über die Rippen hinweg und endlich beide Streckmetallagen miteinander fest verschnürt (vergl. Abb. 2 u. 5). Zum Schluß wird das Ganze einschl. aller Fugen von innen und außen mit wasserdichtem Beton ausgekleidet und so zu einem Stück verbunden, wobei man sich mit Vorteil der Mörtelspritzmaschine bedient. Die damit erzielte Betonqualität ist von unübertrefflicher Festigkeit, außerdem ist zu beachten, daß die ganze Betonierung in einem einheitlichen und ununter-

brochenen Vorgang am Schluß des Baues erfolgt. Die Leichtkörper in der Außenhaut erfüllen einen dreifachen Zweck. Zunächst dienen sie als zuverlässige Distanzhalter für die Eisenbewehrung, dann geben sie, mit dieser verschnürt, der Fläche eine gewisse Steifigkeit und ersetzen die Schalung und zum dritten bedeuten sie eine willkommene Gewichtsersparnis. Die Lagerung in der neutralen Faserschicht macht

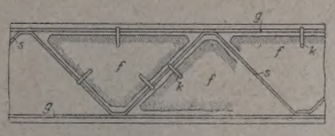


Abb. 1.

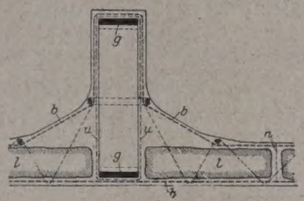


Abb. 2.

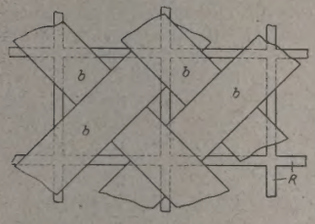


Abb. 3.

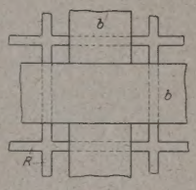


Abb. 4.

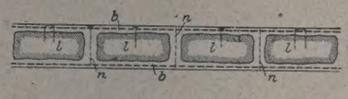


Abb. 5.

Abb. 6.

auch minder feste Materialien verwendbar. Ähnliches ist auch von den Leichtkörpern innerhalb der Rippenträgerfelder zu sagen, vereint mit der Umschnürung machen sie das Stabwerk der Gurte und Diagonalstreben über die kleine Trägheitsachse knicksicher und somit das Eisen bis zur Grenze der reinen Bruchfestigkeit ausnutzbar. Längs- und Querrippen können sich im vollen Querschnitt durchlaufend unter beliebigem Winkel auch in verschiedenen Ebenen ohne Schwierigkeit durchdringen; die schwerfälligen Stoßdeckungen und Schottdichtungen des Eisenschiffbaues werden vom neuen Material spielend bewältigt. Aber nirgends wird der Betonquerschnitt in unzulässiger Weise durch die Steifrippen geschwächt. Die Baukosten sind durch den Fortfall der Schalung wesentlich geringer als bei andern Bauweisen; sie betragen je nach Schiffsart, Größe und Preisverhältnis zwischen Eisen, Zement und Arbeitslohn nur etwa 50 bis 65, höchstens 70 vH vom Eisenschiff.

Wasserkraftanlage in Italien.

Die Ausbeute an Kilowattstunden betrug 1915: 2,5 Milliarden, 1918: 3,7 und wird heute auf 4,0 geschätzt. Das Anlagekapital stieg im gleichen Zeitraum von 600 auf 1500 Millionen Lire. Zwischen 1915 und 1920 sind 10 neue Wasserkraftanlagen mit mit 265 000 PS errichtet worden, die z. Zt. im Bau befindlichen werden weitere 400 000 PS geben, bis 1923 sogar 1 000 000 PS. — Sehr bemerkenswert ist der Umstand, daß sich die italienische Elektrizitätsindustrie vom deutschen Einfluß in technischer und finanzieller Beziehung, der vor dem Kriege beherrschend war, vollständig frei gemacht und auch die amerikanische Konkurrenz abgeschlagen hat. Allerdings sind Maschinen, Transformatoren usw. sehr knapp und Meß- und andere Apparate müssen trotzdem eingeführt werden. Gl.

Decken mit Aussparungen.

Bisher wurden die Pilzdecken in Amerika in gleicher Stärke durchgeführt, was ein ganz bedeutendes Eigengewicht ergibt. Neuerdings wurde bei Herstellung einer Decke dadurch gespart, daß auf die Schalung eiserne Formen von 50 × 50 cm Grundfläche und 20 cm Höhe gelegt wurden. Der gegenseitige Abstand beträgt etwa 15 cm. Über der Form ist die Decke noch 5 cm stark, die ganze Höhe beträgt also 20 + 5 = 25 cm. Diese Kassettendecke ergab eine Gewichtsersparnis von 30 vH gegenüber einer in gleicher Stärke von 25 cm durchgeführten. (Gewapend Beton 1921, Heft 9. 6 Abbild.) Koch.

Hafenbrücke in Sidney.

Sidney soll eine neue Brücke über den Hafen bekommen. Als Brückensystem ist ein Gerberträger gewählt worden. Die Spannweiten sind 150, 480, 150 m, der eingehängte Mittelträger hat 180 m. Die Hauptträger sollen frei vorgebaut und der Mittelträger fertig eingehängt werden. Er liegt 51 m über dem Wasserspiegel. Die Brücke trägt 4 Eisenbahngeleise, 1 Hauptfahrstraße von 10,5 m Breite für 4 Wagenzüge nebeneinander, eine besondere 5,5 m breite Fahrbahn für Autos und zwei 4,5 m breite Gangbahnen, auf denen stündlich 36 000 Personen die Brücke überschreiten können. Gl.

WIRTSCHAFTLICHE MITTEILUNG.

Einfluß des Krieges auf die Weltförderung einiger wichtiger Rohstoffe.

Auf der diesjährigen Hauptversammlung der Civil Engineers in England sind hierüber lehrreiche Ausführungen gemacht worden, denen folgendes entnommen sei:

Kohle. Weltförderung 1913: 1320 Mill. t; 1919: 1130 Mill. t. Von 1913 bis 1919 ging die Förderung im ganzen zurück, namentlich in Europa. Die Gesamtausfuhr betrug hier 1919 rund 43 vH weniger als 1913, was besonders auf Deutschland und England entfällt. Dagegen erhöhten die Vereinigten Staaten von Nordamerika ihre Ausfuhr von 22,0 Mill. t i. J. 1913 auf 39,3 Mill. t i. J. 1920, davon nach Europa von 1,0 auf 10,3 Mill. t.

Petroleum. Weltförderung: 1913: 55 Mill. t; 1920: 98 Mill. t, d. h. 80 vH Zunahme gegen 1913 und 36 vH gegen 1917; also eine besondere Nachfrage in der Nachkriegszeit. Amerika steigerte seine Gewinnung von 38 auf 63 Mill. t und zeigt weiteres starkes Wachsen, Mexiko in der gleichen Zeit von 3 auf 23 Mill. t. Auch Ägypten und Persien sind in beachtlichem Maße in die Ölgewinnung eingetreten.

Eisenerz. Weltproduktion: 1913: 175 Mill. t, 1917: 145 Mill. t. Allgemeiner Rückgang der Förderung während des Krieges, und zwar 1917 gegen 1913 in England 7,5 vH, Neufundland 27 vH, Frankreich 90 vH, Algerien 27 vH, Spanien 44 vH, Deutschland 21 vH, Luxemburg 42 vH, Österreich 42 vH, Ungarn 23 vH, Schweden 17 vH, Cuba 65 vH. Amerika dagegen hatte 21 vH Zunahme. 1919 zeigte England einen starken Rückgang, Frankreich dagegen erholte sich gut. China führte 1917: 304 349 t, 1920: 672 150 t aus.

Manganerz. Weltförderung: 1913: 2 272 000 t, 1917: 1 864 000 t und betrug im Durchschnitt 1,3 vH der Ausbeute an Eisenerz. 1913 lieferte Rußland über 50 vH dazu, Britisch-Indien etwa 35 vH und Brasilien etwa 5 vH. Erwähnenswert ist noch, daß die neu entdeckten Lager an der Goldküste 1919 schon 35 200 t lieferten und Amerika eine gewaltige Zunahme der Förderung zeigt, von 4048 auf 305 869 t.

Nickel. Weltförderung: 1913: 32 000 t, 1918: 47 000 t. Canada war daran beteiligt 1913 mit 70 vH, 1919 mit fast 90 vH und hat große Anlagen für die Gewinnung geschaffen. Der Hauptteil der Ausbeute wurde ausgeführt. Die übermäßig gesteigerte Gewinnung für Kriegszwecke führte in der Folge zu großen Lagerbeständen, die 1919 und 1920 die Erzeugung sehr stark herunterdrückten.

Chromeisenerz. Weltförderung 1913: 116 000 t, 1918: 270 000 t. Im Kriege steigerte Amerika seine Gewinnung von 255 t auf 82 350 t i. J. 1918, zeigt aber dann einen sehr starken Rückgang und scheidet heute fast ganz aus. Rhodesia und Neucaledonien haben wieder die Führung übernommen.

Vanadium, metallisch. Weltausbeute 1913: 400 t, 1917: 1200 t. Hauptlieferant ist Peru, die amerikanischen Fundstätten in Colorado sind heute als unwirtschaftlich wieder verlassen.

Magnesit. Weltgewinnung 1913: 595 000 t, 1917: 668 000 t. Der Krieg unterbrach sofort die Ausfuhr aus Österreich-Ungarn, das bis dahin den größten Teil der Welt versorgt hatte. England und Frankreich bezogen daraufhin aus Griechenland. Amerika hat während des Krieges große Gewinnungsstätten im Staate Washington erschlossen und 1917 allein 282 891 t gefördert, den Betrieb aber wegen der scharfen österreichischen Konkurrenz nach und nach ganz eingestellt. Österreich führte 1920 bereits im ganzen wieder 175 000 t aus. Canada förderte 1913: — t, 1917: 57 143 t, 1920: 16 400 t, Italien 1913: 590 t, 1917: 30 571 t und 1919: 35 353 t.

Graphit. Weltausbeite 1913: 134 000 t, 1917: 213 000 t, d. i. fast 60 vH Zunahme infolge besonderen Bedarfs für Gießerei- und Schmierzwecke. Hieran sind vor allem Deutschland beteiligt mit 64 000 t 1918 gegen 12 000 t 1913 und Madagascar mit 35 000 t 1917 gegen 8000 t 1913.

Wolfram. Weltausbeute 1913: 8000 t, 1918: 34 000 t. Die Hauptproduzenten waren die Vereinigten Staaten mit 1913: 1372 t, 1917: 5486 t, 1919 nur 295 t und 1920: — t; und China mit 1914: 20 t und 1918: 9375 t. Von Deutschland fehlen die entsprechenden Zahlen. Vor dem Kriege deckte England seinen gesamten Bedarf an Wolfram in Deutschland. (Engineering, 22. 7. 21.) Gl.

GERICHTLICHE ENTSCHEIDUNGEN.

Rechte des beleidigten Angestellten in gehobener Stellung gegenüber dem Geschäftsherrn.

(Reichsger. III. 343/20).

(Nachdruck verboten). Ein Fabrikdirektor war von seinem Prinzipal wiederholt beleidigt bzw. taktlos behandelt worden. So hatte der Geschäftsherr ihn in Gegenwart des Personals einen „Lügner" genannt, er hatte ihm ferner zugerufen: „Sie haben stehen zu bleiben, wenn ich mit Ihnen reden will" und ihm weiter erklärt: „Wenn Sie das und das nicht machen, werde ich Sie entlassen," auch hatte er ihn, wenn er das Büro betrat, nicht mehr gegrüßt. Nach der Behauptung des Fabrikdirektors erfuhr er diese Behandlung, weil er, nachdem er den bei seinem Eintritt völlig darniederliegenden Betrieb hochgebracht hatte, nunmehr durch eine billigere Kraft ersetzt werden sollte. Die Behandlung, die der Geschäftsherr dem Fabrikdirektor zuteil werden ließ, wurde immer beleidigender, und der Direktor blieb schließlich dem Dienste fern, indem er gleichzeitig dem Geschäftsherrn mitteilte, die Aufregungen der letzten Tage und Wochen, bestehend in groben Beleidigungen und Taktlosigkeiten seitens des Prinzipals ihm gegenüber hätten so auf sein Gemüt gewirkt, daß er im Interesse seiner Gesundheit Ruhe haben müsse. — Hierauf erfolgte die fristlose Entlassung des Direktors, der nunmehr gegen den Geschäftsherrn die Klage anstrengte, mit der er Bezahlung des Gehalts für die Dauer des Vertragcs forderte.

Die Vorinstanz hatte die Klage abgewiesen. Der Kläger, so hatte der Gerichtshof gemeint, hätte den Dienst leisten müssen, auch wenn ihm dies nur mit Anstrengung möglich war. Bei nicht entsprechender Behandlung wäre er höchstens berechtigt grwesen, das Dienstverhältnis fristlos zu lösen. Sein Verhalten stelle sich jedenfalls als grobe Verletzung seiner Dienstpflichten dar.

Das Reichsgericht hat dieses Erkenntnis nicht gutgeheißen. Die Stellung des Angestellten zum Geschäftsherrn müsse nach Treu und Glauben unter Berücksichtigung der beiderseitigen Interessen beurteilt werden. Dem Angestellten ist es nicht zuzumuten, seine Tätigkeit in für ihn beleidigenden Verhältnissen auszuüben, und es muß ihm daher, wenn er wiederholt beleidigt worden ist und weitere Beleidigungen zu befürchten hat, das Recht zugesprochen werden, eine Sicherung gegen weitere Beleidigungen zu verlangen und, bis eine solche gegeben, seinerseits die vertraglichen Dienstleistungen zu verweigern. Schon unter diesem Gesichtspunkte bedarf der Sachverhalt der Klarstellung, wobei insbesondere auch zu berücksichtigen ist, daß der Kläger sich als Fabrikdirektor in gehobener Stellung befand. Weiterhin wird hier, wo bei dem Kläger Zustände nervöser Art in Frage kommen, zu prüfen sein, ob nicht der Angestellte ohne Verletzung der im Verkehr erforderlichen Sorgfalt der Überzeugung sein durfte, daß er durch seinen Zustand an der Dienstleistung verhindert sei.

Danach war die Aufhebung des Urteils und Zurückverweisung der Sache in die Vorinstanz geboten. rd.

Ist der Bauherr berechtigt, wegen Verwendung nicht probemäßigen Stoffes bei Ausführung des Daches von dem Bauunternehmer die Beseitigung und Zurücknahme der Dachbedeckung zu fordern?

(Reichsger. VII. 131/19.)

Der beklagte Unternehmer hatte für die Klägerin mehrere Gebäude errichtet. Die Klägerin behauptete, die Dächer seien nicht vertragsmäßig ausgeführt, sie bemängelte die Verwendung nicht probemäßigen Stoffes und verlangte vom Beklagten Beseitigung und Zurücknahme der Bedachung.

Das Landgericht erkannte antragsgemäß. Das Oberlandesgericht, bei welchem der Beklagte Berufung einlegte, trug zwar Bedenken, die Wandlung hinsichtlich der Dächer zuzulassen, indem es erwog, daß die einzelnen Zeile des Gebäudes, wie das Dach, nicht als „mehrere verdungene Sachen" angesehen werden könnten, also die Voraussetzungen für die Anwendbarkeit des § 469 BGB. nicht gegeben seien. Anderseits glaubte das Oberlandesgericht diese Zweifel, da sie von dem Beklagten nicht geltend gemacht seien, weitgehend zurücktreten lassen zu können und hielt die Verurteilung, wenn man die Wandlung nicht zulassen wolle, jedenfalls aus dem Gesichtspunkte des Schadensersatzes für gerechtfertigt.

Der gegen dieses Erkenntnis gerichteten Revision des Beklagten hat das Reichsgericht stattgegeben. Ob eine Klage schlüssig ist — so heißt es in den Gründen — hat das Gericht von Amtswegen zu prüfen. Auftauchende Bedenken sind zu beachten, und es ist über sie zu entscheiden. Gegen diesen Grundsatz hat die Vorinstanz verstoßen.

Werkmängel berechtigen den Besteller zur Wandlung oder zur Minderung und — unter gewissen Voraussetzungen — zu dem Verlangen nach Schadensersatz wegen Nichterfüllung. Die Klägerin hatte Herausnahme und Beseitigung der Bedachung gefordert, und dahin ging auch das landgerichtliche Urteil, das die Klage ausdrücklich als Wandlungsklage kennzeichnet. In der Berufungsinstanz hat die Klägerin keine neuen rechtlichen Ausführungen über den Grund der Klage gemacht, nur mit dem Wandlungsbegehren also hatte es das Oberlandesgericht zu tun. Bei dem Verhältnis, in welchem die Schadensersatzklage des § 635 BGB. zur Wandlungsklage des § 634 BGB. steht, war es dem Oberlandesgericht verwehrt, der Klägerin die Schadensersatzforderung zuzusprechen. Nicht hinreichend beachtet hat die Vorinstanz ferner, daß der Schadensersatzanspruch gemäß § 635 BGB. nur dann gegeben ist, wenn der Mangel des Werkes auf Umständen beruht, die der Unternehmer zu vertreten hat. Das Fehlen einer zugesicherten Eigenschaft macht wohl den Verkäufer einer Sache schadensersatzpflichtig, nicht aber den Unternehmer eines Werkes. Die aus Werkmängeln sich ergebenden rechtlichen Folgen sind in den §§ 633 ff. BGB. selbständig geregelt. rd.

PATENTBERICHT.

Wegen der Vorbemerkung (Erläuterung der nachstehenden Angaben) s. Heft 1 vom 15. Januar 1921, S. 30.

A. Bekanntgemachte Anmeldungen.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 22. Sept. 1921.

Kl. 80 a, Gr. 1. J. 21 597. Julius Junge, Berlin-Halensee, Georg-Wilhelm-Str. 17. Verfahren zur Herstellung von Trockenbeton. 27. V. 21.

Kl. 84 d, Gr. 2. B. 94 956. Karl Bergmann, Kahl a. M. Hoch- und Tiefbagger mit drei Eimerkettenführungsrollen. 6. VII. 20.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 26. Sept. 1921.

Kl. 37 b, Gr. 1. B. 96 996. Alfred Bonhardi, Teplitz-Schönau, Tschecho-Slowakei; Vertr.: Dr. Ferd. Gebhard, Berlin W 9, Linkstr. 20. Baustein von Mauerstärke mit im Grundriß zu den Außenflächen schräg verlaufenden parallelen Seitenflächen. 24. XI. 20. Österreich 5. II. 20.

Kl. 37 b, Gr. 1. B. 97 036. Charles Beßler, Berlin-Grunewald, Königsallee 3. Winkelstein für Hohlmauerwerk mit die Schenkel verbindender Abdeckplatte für die Hohlräume. 25. XI. 20.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 29. Sept. 1921.

Kl. 19 a, Gr. 21. D. 36 824. Dübelwerke G. m. b. H., Berlin. Einschlagholzdübel. 8. XII. 19.

Kl. 20 i, Gr. 41. Z 11 315. Fa. Carl Zeiß, Jena. Einrichtung zur Feststellung, ob ein zu befahrendes Gleisstück einer Bahnhofsanlage von Fahrzeugen besetzt ist oder nicht. 24. XII. 19.

Kl. 42 a, Gr. 7. D 37 552. Eugene Dietzgen Co., Chicago; Vertr.: F. A. Hoppen, Pat.-Anwalt, Berlin SW 68. Zirkel. 8. V. 20.

Kl. 42 a, Gr. 7. R 51 634. Richmüller & Co., Reißzeugfabrik, Nürnberg. Geradführung für Zirkelgriffe. 18. XI. 20.

Kl. 42 b, Gr. 12. K 71 234. Friedr. Krupp Akt.-Ges., Essen, Ruhr. Meßgerät. 5. XII. 19.

Kl. 42 c, Gr. 9. H 79 409. Julius Heyde u. Johannes Heyde, Dresden, Kleiststr. 10. Meßtischtachymeter mit Basisentfernungsmesser; Zus. z. Pat. 305 540. 23. XII. 19.

Kl. 42 c, Gr. 20. Z 9 007. Fa. Carl Zeiß, Jena. Instrument zur Ermittlung einer Seite und eines dieser Seite anliegenden Winkels eines Geländedreiecks, von dem die beiden anderen Seiten und der von ihnen eingeschlossene Winkel bekannt sind; Zus. z. Anm. Z 8152. 24. IV. 14.

Kl. 42 c, Gr. 23. Z 10 394. Fa. Carl Zeiß, Jena. Winkelspiegel aus zwei versilberten Glasplatten, die durch ein Zwischenglied miteinander verbunden sind. 19. IV. 18.

Kl. 84 c, Gr. 2. H 75 715. Georg Herrmann, Wiesbaden, Erbacher Str. 6. Durchbrochener und drehbarer Stampfer zum Herstellen von Ortpfählen aus Beton in einem Vortreibrohr. 9. XII. 18.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 3. Okt. 1921.

Kl. 20 i, Gr. 12. G 52 709. Emil Grupe, Staßfurt. Stoßunterlage für Drahtzugleitungskanäle. 31. XII. 20.

Kl. 20 i, Gr. 37. L 52 040. Emil Lüdtke, Karlsberg b. Sellnow, Kr. Kolberg, Pom. Selbsttätiger Gefahrmelder für Eisenbahnen. 31. XII. 20.

Kl. 37 f, Gr. 2. S 53 730. Wilhelm Spieth, Zweibrücken, Pfalz. Großraumbunker überlanggestrecktem Grundriß. 12. VII. 20.

Kl. 37 f, Gr. 4. Z 10 606. Fa. Carl Zeiß, Jena. Zusammenklappbarer Turm, bei dem mehrere ebene Platten in wagrechter Lage senkrecht hebbar übereinander angeordnet sind. 30. IX. 18.

Kl. 65 a, Gr. 54. K 76 620. Walter Ketzscher, Dessau, Friederikenpl. 2c. Schlepphaken. 1. III. 21.

Kl. 65 a, Gr. 58. S 49 359. Siemens & Halske Akt.-Ges., Siemensstadt bei Berlin. Anordnung zum Erkennbarmachen von Wegmarken für elektrische Kennzeichnung von Schiffahrtstraßen. 17. XII. 18.

B. Erteilte Patente.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 26. Sept. 1921.

Kl. 20 i, Gr. 5. 343 153. Phönix Akt.-Ges. für Bergbau- und Hüttenbetrieb, Abt. Ruhrort, Duisburg-Ruhrort. Rückschlagende Weichenstellvorrichtung. 28. VIII. 20. P 40505.

Kl. 20 i, Gr. 5. 343 326. Wilhelm Ölschläger, Flatow, Westpr. Weichenspitzenverschluß. 24. VII. 20. Ö. 11 746.

Kl. 20 i, Gr. 11. 343 154. Eisenbahnsignal-Bauanstalt Max Jüdel & Co., Akt.-Ges., Braunschweig. Überwachungsvorrichtung für elektrisch betriebene Stellvorrichtungen für Signale u. dergl. 16. III. 21. E. 26 385.

Kl. 20 i, Gr. 11. 343 155. Siemens & Halske Akt.-Ges., Siemensstadt b. Berlin. Stellvorrichtung f. Signale od. dergl. 11. IV. 20. S 52753.

Kl. 20 i, Gr. 11. 343 156. Siemens & Halske Akt.-Ges., Siemensstadt b. Berlin. Elektrisches Rangierweichenstellwerk. 6. VIII. 20. S 53 898.

Kl. 20 i, Gr. 30. 343 327. Henry Arthur Thompson, Withington, Großbrit.; Vertr.: Dr.-Ing. R. Geißler, Pat.-Anw., Berlin SW 11. Einrichtung zur Überwachung und Sicherung von Eisenbahnstrecken; Zus. z. Pat. 322 904. 4. I. 18. T 21 770. England 30. X. 16.

Kl. 20 i, Gr. 30. 343 328. Rudolf Zaugg, Bern, Schweiz; Vertr.: Max Franke, Berlin, Dreysestr. 3. Zugsicherung mittels Verzögerungsrelais. 31. XII. 20. Z 12 009.

Kl. 20 i, Gr. 33. 343 329. Eloi Rodolausse, St. Antonin, Frankr.; Vertr.: H. Caminer, Pat.-Anw., Berlin W 62. Apparat zum Kontrollieren der Stillstände und des Langsamfahrens der Eisenbahnzüge. 23. X. 20. R 51 383.

Kl. 20 i, Gr. 34. 343 251. Fritz Joseph, Schwerte, Ruhr. Signalapparat zum Anzeigen des Überfahrens von Haltesignalen. 16. X. 20. J 20 897.

Kl. 20 i, Gr. 39. 343 330. Walter Bornträger, Gerstungen, Thür. Signalanlage für Eisenbahn- und Feldbahnbetrieb. 30. XII. 20. B 97 535.

Kl. 20 i, Gr. 42. 343 331. Bergmann Elektrizitäts-Werke, Akt.-Ges., Berlin. Selbsttätige elektrische Signalschaltung für Bahnstrecken. 15. IV. 20. B 93 632.

Kl. 65 b, Gr. 1. 343 121. Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg A. G., Nürnberg. Schiffsaufschleppvorrichtung. 27. I. 21. M 72 293.

Kl. 84 a, Gr. 3. 343 222. Friedr. Krupp Akt.-Ges. Grusonwerk, Magdeburg-Buckau. Hubvorrichtung mit durchgehender Welle für Schleusentore, Schützenwehre u. dergl. 25. III. 20. K 72 414.

Kl. 84 a, Gr. 6. 343 223. Paul Ewerbeck, Garmisch, Oberbayern. Verfahren zum Reinigen des Rechens von Werkkanälen. 7. IX. 19. E 24 370.

Kl. 84 d, Gr. 1. 343 224. James Parker Bowling, New Orleans, Louisiana, V. St. A., Vertr.: H. Neubart, Pat.-Anw., Berlin SW 61. Schwimmende Förderrad-Grabmaschine. 9. XI. 16. B 82 771. V. St. Amerika. 21. IV. 15.

Kl. 84 d, Gr. 2. 343 225. August Scheuchzer, Renens bei Lausanne, Kant. Waadt, Schweiz; Vertr.: F. A. Hoppen, Pat.-Anw., Berlin SW 68. Bagger. 14. VIII. 19. Sch. 55 921. Schweiz 2. XI. 17 u. 12. III. 19.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 3. Okt. 1921.

Kl. 5 c, Gr. 4. 343 684. Dipl.-Berging. Karl Kegel, Freiberg i. Sa. Verfahren zur Herrichtung von Grubenräumen für die Aufspeicherung von Druckluft. 31. I. 20. K 71 854.

Kl. 5 c, Gr. 4. 343 685. F. W. Moll Söhne, Maschinenfabrik, Witten, Ruhr. Verbindungsschuh für winklig zueinander stehende Teile des Grubenausbaus. 4. I. 19. M 64 608.

Kl. 5 c, Gr. 4. 343 686. Peter Thielmann, Silschede i. W. Mehrteiliges, eisernes Eckstück für den Stollenausbau. 22. V. 20. T 23 984.

Kl. 20 i, Gr. 9. 343 805. Alfred Galle, Berlin, Wehlauer Str. 20. Elektromagnetische Betätigung und Sicherung der Schließvorrichtung von Hängebahnweichen. 30. X. 20. G 52 217.

Kl. 20 i, Gr. 15. 343 806. Georg Buchholz, Erfurt, Alsenstr. 18. Straßenbahn od. dgl. Weiche. 2. XI. 20. B 96 670.

Kl. 20 i, Gr. 25. Carl Nathan, Hamburg, Neuer Pferdemarkt 19. Stationsanzeiger. 23. V. 19. N 17 914.

Kl. 37 a, Gr. 1. 343 541. Friedrich Blume, Berlin-Zehlendorf, Spandauer Str. 21. Allseitig aufgelagerte, plattenförmige Holzdecke. 6. V. 19. B 89 333.

Kl. 37 a, Gr. 5. 343 542. Friedrich Funck, Berlin-Lankwitz, Mühlenstr. 1. Verfahren zur Herstellung von Bauteilen mit Vorsatzbeton. 19. I. 19. F 44 081.

Kl 37 f, Gr. 2. 343 413. Carl Plank, Dresden, Münchener Str. 30. Eckverband für Behälter aus übereinander geschichteten Balken. 26. I. 19. P 37 377.

Kl. 37 f, Gr. 5. 343 414. Dr.-Ing. Mathias Koenen, Berlin, Bellevuestr. 5. Verfahren zur Herstellung von ringförmigem Umfassungswänden für turmartige Bauwerke mit Eisenbetonverstärkung. 13. I. 21. K 75 879.

Kl. 37 f, Gr. 5. 343 847. Wilhelm Eckard & Ernst Hotop, G. m. b. H., Berlin. Aus Vor- und Hintermauerung bestehendes Mauerwerk für zylindrische Bauwerke, wie Schornsteine u. dgl. 21. II. 20. E 24 902.

Kl. 42 c, Gr. 5. 343 485. Joseph Egwin Leiber, Leipzig-Gohlis, Kleiststr. 8. Vermessungsgerät. 19. X. 20. U 7267.

Kl. 42 c, Gr. 8. 343 617. Otto Artens, Wien; Vertr.: Moritz Wilhelm, Dipl.-Ing., Mannheim, Haydnstr. 3—5. Richtungsmesser und Krokiergerät. 20. I. 21. A 34 740. Österreich. 9. XII. 16.

Kl. 65 a, Gr. 3. 343 378. Conrad Kisse, Bremen. Verstärkung von Schiffskörpern; Zus. z. Pat. 341 410. 8. X. 20. K 74 642.

Kl. 65 a, Gr. 3. 343 379. Kieler Eisenbeton-Werft A.-G., Neumühlen-Dierichsdorf. Verfahren zum Bau von Eisenbetonschiffen in einem Dock; Zus. z. Pat. 340 517. 15. II. 20. T 23 643.

Kl. 65 a, Gr. 3. 345 496. Karl Tönjes, Charlottenburg, Bismarckstraße 71. Form für Eisenbetonschiffe. 25. XI. 19. T 23 345.

Kl. 65 b, Gr. 1. 343 656. Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg, A.G., Nürnberg. Schiffsaufschleppvorrichtung. 25. II. 21. M 72 662.

Kl. 80 b. Gr. 1. 343 668. Johann Bernhard Schroer, Dortmund, Hohestr. 223. Verfahren zur Herstellung von Beton- und Mörtelmischungen. 1. VI. 20. Sch. 58 418.

Kl. 80 b, Gr. 25. 343 575. Kaspar Winkler & Co., Zürich, Schweiz; Vertr.: Dr. Chr. Deichler, Pat.-Anw., Berlin SW 11. Wasserdichter Belag für Terrassen, Dächer, Böden u. dgl. 26. II. 81. W 50 448.

Kl. 84 b, Gr. 1. 343 772. Dr.-Ing. Emil Burkhardt Stuttgart, Karlstr. 3. Verfahren zum Betrieb einer Tauchschleuse; Zus. z. Pat. 339 298. 27. V. 19. B 95 439.

Kl. 84 c, Gr. 2. 343 773. Alwin Gockel, Berlin, Steglitzerstr. 36. Verfahren zum Gründen mit Betonpfählen in säurehaltigen Bodenschichten. 1. VII. 19. G 48 565.

Kl. 84 c, Gr. 2. 343 774. August Seboldt, Schleuse Große Tränke b. Fürstenwalde. Eiserne Spundwand aus einseitig gebogenen Spundbohlen. 22. 1. 19. S 49 500.

Kl. 84 c. Gr. 4. 343 775. Menck & Hambrock G. m. b. H., Altona-Ottensen. Gelenkige Verbindung des zweiteiligen Gelenkrohres mit dem Dampfzuleitungsrohr und dem Rammbärkopf bei Dampframmen. 29. VIII. 19. M 66 624.

Kl. 84 d, Gr. 2. 343 776. Maschinenfabrik Buckau Akt.-Ges., Magdeburg-Buckau. Vorrichtung zum selbsttätigen parallelen Einstellen des Kniestücks der Eimerkettenleiter bei Baggern. 20. VIII. 20. M 70 489.

Kl. 84 d, Gr. 2. 343 777. Gerhard Wollersheim, Blessem, Rhld. Bremsvorrichtung der Fahrräder bei Löffelbaggern. 29. VII. 20. W 55 880.

BÜCHERBESPRECHUNGEN.

Veranschlagen, Bauleitung, Baupolizei. Von Friedrich Schultz. Verlag B. G. Teubner in Leipzig. Techn. Leitfäden, Bd. 12. Kart. 9,40 M.

Das vorliegende Büchlein kommt auf 150 Seiten Text in dankenswerter Weise einem heute stark hervortretenden Bedürfnis nach Verallgemeinerung der Bekanntschaft mit den im Titel bezeichneten Gebieten entgegen. Die bauwirtschaftlichen Verhältnisse der Gegenwart zwingen jeden Jünger des Baufaches, sich so früh wie möglich mit den Grundlagen des Veranschlagens, der Bauleitung und der Baugesetzgebung zu befassen und namentlich dem Studierenden des Hochbaues kann die Benutzung dieses Führers in ein für seine spätere Stellung im praktischen Bauleben wichtiges Gebiet dringlichst empfohlen werden. Überdies hat es der Verfasser verstanden, in gedrängtester Form seinen Ausführungen eine anregende Gestalt zu geben

Mit Recht betont das Büchlein in seinem I. Teil die Notwendigkeit sorgfältiger und klar formulierter Massenberechnungen als Grundlage für jeden Bau. Zweckmäßig hätte jedoch hier für die Berechnung des Mauerwerkes mindestens der Hinweis auf die in der Praxis übliche anders geartete Ermittelung der Mauermassen nach Mauerstärken Platz finden können. Die im Leitfaden für das kleine Hausbeispiel durchgeführte Massenberechnung entspricht lediglich der bei den staatlichen und kommunalen Baubehörden üblichen Form, die für die Privatpraxis nicht verwendbar ist.

Einige Unstimmigkeiten im Titel „Insgemein" z. B. das Fehlen des Bauwass ersund die irrtümliche Aufführung „der Bauzinsen während der Bauzeit" und der „Anliegerbeiträge" werden sich in einer nächsten Auflage leicht ausgleichen lassen.

Daß der Verfasser seinen technischen Darlegungen einen kurzen Umriß der baugesetzlichen Materie anfügt, ist der Wichtigkeit der Sache für das gesamte Bauwesen halber besonders hervorzuheben. Wissen doch die meisten Studierenden der Baukunst kaum, daß es degl. überhaupt gibt und daß man sich schweren Enttäuschungen aussetzt, wenn man sich diese Materie nicht rechtzeitig zu eigen gemacht hat. Erwünscht wäre hier der Hinweis auf die einschlägliche Literatur gewesen.

In Abschnitt IV. gibt der Leitfaden die einschläglichen Bestimmungen aus dem Reichsstrafgesetzbuch (allerdings mit einem Irrtum in der Wiedergabe des § 230) und des bürgerlichen Gesetzbuches und schließlich im Abschnitt V. eine kurze Übersicht über Zweck, Wesen und Ausgestaltung der „Heimatschutzgesetze".

Prof. Kurt Diestel, Geh. Hofrat.
Techn. Hochsch. Dresden.

Herstellen und Instandhalten elektrischer Licht- und Kraftanlagen. Ein Leitfaden auch für Nichttechniker. Unter Mitwirkung von G. Lux und Dr. C. Michalke verfaßt und herausgegeben von S. Frhr. v. Gaisberg. Mit 66 Textabb. 9. umgearb. und erw. Aufl. X u. 133 S. in 16°. Verlag von Julius Springer, Berlin 1920. Preis 4,80 M.

Das von dem bekannten Verfasser des Taschenbuches für Monteure elektrischer Leitungsanlagen herausgegebene Buch ist besonders für den Nichtelektrotechniker bestimmt. Es soll diesen mit den Grundsätzen für das Beschaffen und Instandhalten der Einrichtungsteile kleiner elektrischer Anlagen bekannt machen. Hierzu werden Mitteilungen über Betriebs- und Anschaffungskosten gemacht, die freilich bei den zurzeit höheren und unsicheren Preisen nicht unmittelbar benutzt werden können, die aber doch gewisse Vergleiche ermöglichen. Weiter werden recht wertvolle Winke über die Planung kleiner Anlagen, über das Verhalten bei der Ausführung und über Maßnahmen für die Instandhaltung gegeben. Darin sind Anleitungen über die Wahl und Anordnung der Lampen und über die Bestimmung der Lichtstärke eingefügt.

In einem weiteren Kapitel werden Stromstärke, Spannung, Widerstand, Leistung und Arbeit nebst ihren Maßen kurz erläutert und die Eigenschaften der wichtigsten Stromarten dargelegt. Die stromerzeugenden Maschinen werden kurz besprochen, etwas mehr wird auf die Eigenschaften der Motoren, ihren Betrieb und ihre Bauart eingegangen. Für das Instandhalten der Maschinen und für die Abhilfe bei Betriebsstörungen werden Winke gegeben. Der Transformator und die Stromumformung mit Motorgenerator, Umformer und Quecksilberdampfgleichrichter werden kurz erörtert. Das Wichtigste über die Akkumulatoren wird mitgeteilt. Die Bogenlampen und Glühlampen werden in besonderen Abschnitten behandelt, in denen die Eigenschaften dieser Lampenarten, ihr wichtigster Zubehör und ihre Bedienung und Wartung zur Besprechung kommt. Auch andere Stromverbraucher, wie Heiz- und Kocheinrichtungen usw., sind nicht vergessen. Über die Handhabung und Behandlung von Sicherungen, Schaltern und Steckern werden Mitteilungen gemacht, besonders die Anweisungen über richtiges Ablesen der Elektrizitätszähler dürfte manchem wertvoll sein. In einem besonderen Kapitel wird noch das Wichtigste über die Leitungen, ihr Zubehör, ihre Verlegung und über Fehler an ihnen gesagt. Schließlich werden noch allgemeine Vorsichtsmaßregeln und Anweisungen über Hilfeleistung bei Unfällen gegeben.

Der Inhalt des Buches ist recht reichhaltig und erfüllt den beabsichtigten Zweck aufs beste. Die Darstellung ist einfach, klar und verständlich. Auch der Druck und die Abbildungen sind gut. Das Buch kann nur bestens empfohlen werden. Dr.-Ing. Weidig.

Lohnsteuer-Tabelle von Bauamtssekretär Wimmer in Kochel. Bayr. Kommunalschriften-Verlag, München. Preis 1,80 M.

Der neue Lohnsteuerabzug begegnet manchen Schwierigkeiten. Ein praktisches Hilfsmittel für die Errechnung des richtigen Abzuges liegt uns vor in der „Lohnsteuer-Tabelle zur Berechnung des Steuerabzuges nach Stunden-, Tage-, Wochen- und Monatsentlohnung". Die Tabelle entspricht dem neuesten Stande der Gesetzgebung. Sie verwertet bereits den Erlaß des Reichsfinanzministers vom 21. Juli 1921, nach welchem die für die Übergangszeit (1. August bis 31. Oktober 1921) vorgesehene erweiterte Ermäßigung auch dann angewendet werden darf, wenn im April bis Juli Abzüge für Beiträge zur sozialen Arbeiter- und Angestellten-Versicherung gemacht wurden. Der neu eingeführte Abzug bei Stundenentlohnung ist eingehend behandelt. Erläuternde Bemerkungen und eine Reihe Beispiele für die verschiedensten Fälle der Entlohnung erleichtern die praktische Anwendung. Die wichtigsten gesetzlichen Bestimmungen sind mit abgedruckt. Die Tabelle wird in jedem Betriebe, überhaupt von jedem, der mit Lohnauszahlungen zu tun hat, mit Vorteil benutzt werden.

M. F.

Versuche über die Beanspruchungen in den Laschen eines gestoßenen Flacheisens bei Verwendung zylindrischer Bolzen. Von Dr.-Ing. Cl. Findeisen, Adjunkt im Versuchs- und Materialprüfungsamt an der Techn. Hochschule Dresden. Verlag des Vereins deutscher Ingenieure. Herausgegeben als Heft 229 der Forschungsarbeiten auf dem Gebiete des Ingenieurwesens. Preis 25 M zuzügl. Versandspesen.

Ausgehend von den Fragen, wie sich bei zwei verlaschten Flacheisenstäben der Verlauf der übergeleiteten Kräfte in den Laschen gestaltet, inwieweit die Gleichung $\sigma = \frac{P}{F_b}$ richtig ist, und in welchem Maße sich die einzelnen Elemente, welche die Verbindung zwischen Flacheisen und Laschen herstellen, an der Kraftübertragung beteiligen, untersucht der Verfasser mit Hilfe eines von ihm neu konstruierten äußerst feinfühligen Meßgerätes, das Dehnungen von $^1/_{100\,000}$ mm bei 0,98 cm Meßlänge anzeigte, die Beanspruchungen der Laschen in der Längsrichtung des Probestabes und stellt die Ergebnisse in Tafelform und graphisch dar.

Der Wert der Untersuchung liegt in der Bestätigung der bisherigen theoretischen Abhandlungen durch Versuche und in dem Umstande, daß ein weiterer Schritt in der Erkenntnis des Verlaufs und der Verteilung des Kraftstroms bei Nietverbindungen getan ist.

Leh.

Drei Neuerscheinungen aus dem Verlag B. G. Teubner, Leipzig: H. Friedrichs, Das Feldmessen des Tiefbautechnikers, Bd. I, Horizontalmessungen, 3. Aufl. Bearbeitet von Prof. G. Reinecke. 9,60 M. und Zuschlag. — Grünbaum-Jakobi, Funktionenlehre und Elemente der Differential- und Integralrechnung. 5. Aufl. 9,80 M und Zuschlag. — Victor Theimer, Praktische Astronomie. 8 M und Zuschlag.

Die ersten beiden Bändchen haben sich bereits als gute Hilfsbücher bei dem Unterricht an Technischen Mittelschulen bewährt, sie bilden aber auch der leicht faßlichen Darstellung des Stoffes halber eine praktische Einführung in die betreffenden Gebiete für Studierende.

Die Neuauflage des Feldmessens von Friedrichs bringt eine Umordnung des Stoffes nach sachlichen Gesichtspunkten, die zu begrüßen ist, und auch mehrere glücklich gewählte maßvolle Ergänzungen, wie z. B. die Bemerkungen über die Genauigkeit der Messungen und den Abschnitt über Bogenabsteckung. Sie enthält wie früher unter Zuhilfenahme anschaulicher Figuren und Beispiele eine Zusammenfassung der wichtigsten praktischen und rechnerischen Arbeiten und Methoden bei Horizontalaufnahmen und ihren Auswertungen, sowie in einem gesonderten Kapitel den dafür in Frage kommenden Teil der Instrumentenkunde. Über den Wert einer solchen Absonderung, die in der vorhergehenden Auflage nicht durchgeführt war, läßt sich sehr streiten. Die Übersichtlichkeit des Ganzen wird dadurch vielleicht erhöht, das Verständnis für die jeweilige Arbeit aber zweifellos erschwert, wenn die Erklärung der Meßmethode nicht mit der Erklärung des zugehörigen Instrumentes verbunden erscheint.

Die Funktionenlehre von Grünbaum-Jakobi, welche in ausgezeichnet klarer und verständlicher Weise die Elemente der Differential- und Integralrechnung behandelt, ist dadurch erweitert worden, daß u. a. die Lehre von den Reihen als Funktionswerten auf breitere Grundlage gestellt, die impliziten Funktionen und partielle Differentiation etwas mehr berücksichtigt und passende Gebiete aus der Wirtschaftsmathematik wie Zinseszins-, Tilgungs- und Versicherungsrechnung mit einbezogen wurden. Die Anwendung der gegebenen Theorie wird wie in den früheren Auflagen an treffenden Beispielen gezeigt, an welche sich zahlreiche Beispiele mit ihren Lösungen anschließen.

Die Praktische Astronomie (Geographische Orts- und Zeitbestimmung) von Theimer, die als 13. Band der Teubnerschen Sammlung Technischer Leitfäden erschienen ist, ist besonders für Studierende gedacht, welche nicht ausschließlich Astronomie betreiben, wie Geodäten, Geographen und unter Umständen auch Bauingenieure, die bei Vorarbeiten in nichtvermessenen Ländern Ortsbestimmungen gelegentlich brauchen könnten. Es werden kurz und leicht faßlich die Planetenbewegungen, die sphärischen Koordinatensysteme, die Zeit, ferner die Bestimmung des Meridianes, der Zeit, der Breite und Länge nach den gebräuchlichsten Methoden behandelt. Besonderen Wert hat der Verfasser auf die Darstellung der für gute astronomische Beobachtungen nötigen Instrumentalkorrektionen gelegt. Leider fehlen durchgeführte Übungsbeispiele ganz, die den Wert des Buches für denjenigen, welcher der praktischen Astronomie als Hilfswissenschaft bedarf, noch bedeutend erhöhen würden.

Dr.-Ing. Otto Israel.

Berichtigung.

In der Zahlentafel auf S. 641 (Heft 22) muß es in der für Dresden geltenden Spalte heißen:

2. Allgemeine Maschinenlehre	4	Semesterstunden
7. Maschinenzeichnen	4	„
10. Elektrotechnik	3	„
12. Verkehrsanlagen	2	„
Summa:	13	Semesterstunden.

Dresden, den 30. November 1921. Geheimrat Buhle.

Für die Schriftleitung verantwortlich: Geheimrat Dr.-Ing. E. h. M. Foerster, Dresden. — Verlag von Julius Springer in Berlin W.
Druck von H. S. Hermann & Co., Berlin SW 19, Beuthstrasse 8.

DER BAUINGENIEUR

2. Jahrgang | 31. Dezember 1921 | Heft 24

DER WETTBEWERB FÜR ENTWÜRFE ZU EINER VERBINDUNG ÜBER DEN LIMFJORD ZWISCHEN AALBORG UND NÖRRESUNDBY IN DÄNEMARK.

Vom Geheimen Baurat Schaper, Berlin.

(Schluß von Seite 672.)

29. „Freie Durchfahrt".

Verfasser unbekannt. Vermutlich deutschen Ursprungs.

Lage der neuen Verbindung: Senkrecht zur Stromrichtung, auf der Aalborger Seite nach Westen gegen die bestehende Brücke verschoben.

Art der neuen Verbindung: Brücke mit festen Pfeilern. Öffnung mit dem beweglichen Überbau in Brückenmitte (Abb. 118). Der bewegliche Überbau ist als zweiarmige Klappbrücke oder als Hubbrücke (Abb. 118 rechts) gedacht. Zu beiden Seiten des Schiffdurchlasses ist je ein eiserner Überbau von 200 m Stützweite angeordnet. In der Mitte dieser Überbauten greift am Obergurt je eine Kette an. Die Ketten geben ihren Zug an den Kopfriegel und die Ständer eines den Schiffduichlaß überspannenden Rahmens ab.

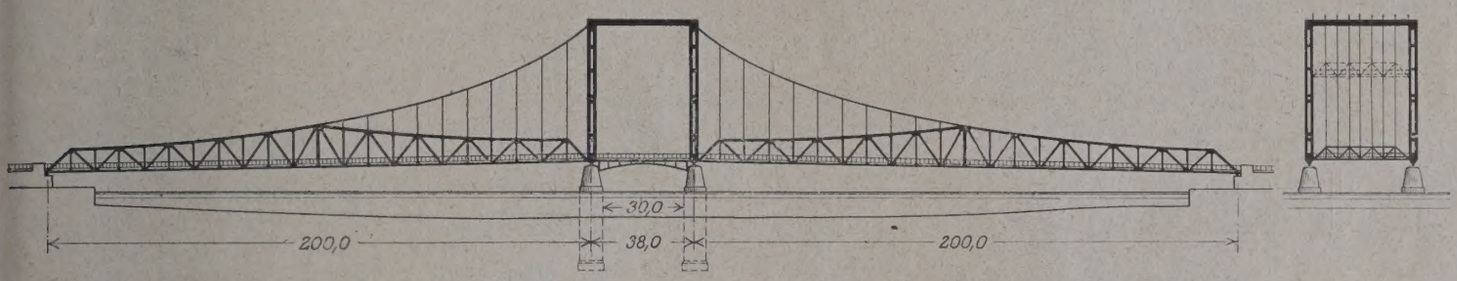


Abb. 118. „Freie Durchfahrt". Gesamtansicht der Brücke.

Gründung. Pfeiler und Widerlager sollen mit Hilfe des Druckluftverfahrens gegründet werden.

Das Preisgericht lobt die Lage und die guten Landanschlüsse dieses Entwurfes und den Umstand, daß die großen Überbauten die beiderseitigen Hafengleise mit überbrücken; es bezeichnet aber das Aussehen als zu „dominierend" und als eine Unzierde des Limfjord. Außerdem sind die Kosten für die Ausführung nach diesem Entwurf sehr hoch.

Wenn auch die hohen, den Schiffdurchlaß überspannenden Rahmen sehr ins Auge springen werden, so ist das gesamte Brückenbild doch nicht schlecht; es ist flüssig und in sich geschlossen. Jedenfalls ist die Lösung sehr eigenartig und lehrreich.

30. „Bild eines Elefanten".

Verfasser unbekannt. Anscheinend englischen oder amerikanischen Ursprungs.

Lage der neuen Verbindung: Ziemlich rechtwinklig zum Strom, auf der Aalborger Seite nach Westen gegen die bestehende Brücke verschoben.

Art der neuen Verbindung: Brücke mit festen Pfeilern und eisernen Überbauten in Parabelform (Abb. 119). Der bewegliche Überbau ist eine zweiarmige Drehbrücke. Die Längenabmessungen sind aus der Abb. zu ersehen.

Gründung: Die Pfeiler sollen mit Hilfe des Druckluftverfahrens, die Widerlager auf Pfählen gegründet werden.

Das Brückenbild ist außerordentlich unschön. Die Steigerung in der Größe der Stützweiten der festen Überbauten vom Lande nach der Brückenmitte ist unstetig; die Form der zweiarmigen Drehbrücke ist veraltet und häßlich und zerstört die Einheitlichkeit des Brückenbildes.

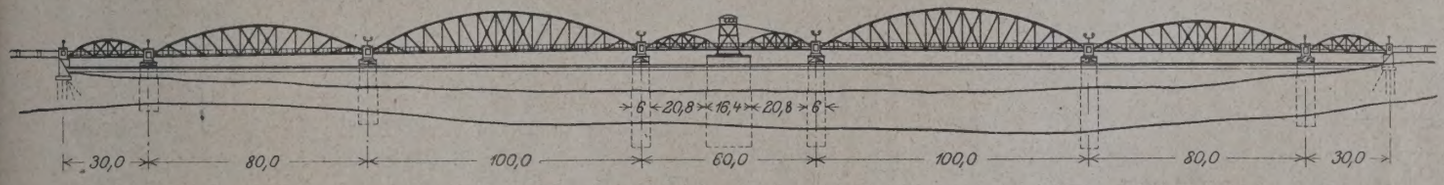


Abb. 119. „Bild eines Elefanten". Gesamtansicht der Brücke.

31. „Russell".

Verfasser unbekannt. Anscheinend englischen oder amerikanischen Ursprungs.

Lage der neuen Verbindung: Gleichlaufend zur Achse der bestehenden Brücke, daher schiefwinklig zum Strom.

Art der neuen Verbindung: Brücke mit eisernen Überbauten auf festen Pfeilern (Abb. 120). Der Schiffdurchlaß wird von einer einarmigen Klappbrücke überspannt, deren parallelgurtige Hauptträger über der Fahrbahn liegen. Zu beiden Seiten des Schiffdurchlasses schließen sich je drei ebenfalls über der Fahrbahn liegende Überbauten in Halb-

parabelträgerform mit rd. 70 m Stützweite an. Auf der Aalborger Seite sind im Anschluß an diese Überbauten noch vier kleinere Blechträgerüberbauten vorgesehen, die nicht über die Fahrbahn hinausragen.

Gründung: Pfeiler und Widerlager sollen mit Hilfe des Druckluftverfahrens gegründet werden.

Die Lage der Brücke schiefwinklig zur Stromrichtung ist ungünstig, auch die Stelle des Schiffdurchlasses ist nicht gut gewählt. Das Aussehen der Brücke befriedigt wenig, es ist zu eintönig und nüchtern. Die mangelnde Symmetrie stört die Einheitlichkeit des Brückenbildes.

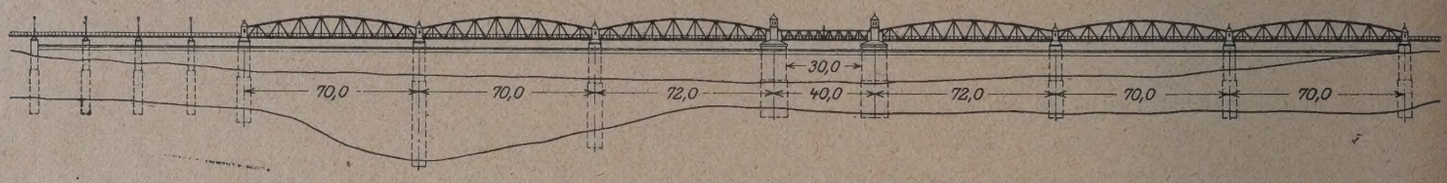


Abb. 120. „Russel". Gesamtansicht der Brücke.

32. „Brunnar".

Verfasser unbekannt. Anscheinend nordischen Ursprungs.

Lage der neuen Verbindung: In der Nähe der bestehenden Brücke und fast gleichlaufend zu dieser, daher schiefwinklig zur Stromrichtung.

Art der neuen Verbindung: Brücke mit festen Pfeilern (Abb. 121). Der Überbau des Schiffdurchlasses ist eine eiserne zweiflügelige Klappbrücke mit festen Drehachsen. Nördlich des Schiffdurchlasses sind 9, südlich 10 Öffnungen von 17 m lichter Weite, die von Eisenbetonüberbauten überbrückt sind, vorgesehen. Alle Überbauten liegen unter der Fahrbahn.

Gründung: Alle Pfeiler sollen mit Hilfe des Druckluftverfahrens gegründet werden. Die Zwischenpfeiler bestehen unter Wasser aus zwei zylindrischen Schäften mit einem Durchmesser von 2,3 m und einem Mittenabstand von 7,8 m. Den Fuß dieser Schäfte bildet je ein 3,25 m hoher Eisenbetonsenkkasten in Form eines abgestumpften Kegels mit einem unteren Durchmesser von 4 m. Die Klappbrückenpfeiler werden von je 4 solcher zylindrischer Schäfte getragen.

Das Preisgericht bemängelt die Lage der Brücke und die vielfache statische Unbestimmtheit der festen Überbauten, die als durchlaufende Träger ohne Gelenke gedacht sind, und hält die Pfeiler für nicht stark genug, um dem Eisdruck widerstehen zu können. Das Aussehen der Brücke ist nicht unbefriedigend. Für die Klappbrückenpfeiler hätte aber leicht eine für das Auge ansprechendere Form gefunden werden können.

33. „Long legs".

Verfasser unbekannt. Anscheinend nordischen Ursprungs.

Lage der neuen Verbindung: Rechtwinklig zur Stromrichtung. Auf der Seite von Nörresundby nach Osten gegen die bestehende Verbindung verschoben.

Art der neuen Verbindung: Brücke mit festen Pfeilern (Abb. 122). Der Schiffsdurchlaß wird von einer eisernen Hubbrücke überspannt. Die Hauptträger dieses Überbaues sind Parallelfachwerkträger. Die 43 m hohen Hubtürme sind auch in Eisenfachwerk gehalten. An den Schiffdurchlaß schließen sich zunächst auf beiden Seiten je 1 Öffnung mit 15,6 m Pfeilermittenabstand, 7 Öffnungen mit 19 m Pfeilermittenabstand und 1 Öffnung mit 15,6 m Pfeilermittenabstand an. Im Anschluß hieran sind die Kaianlagen in Aalborg in 8 Öffnungen und in Nörresundby in 18 Öffnungen mit 12 m Pfeilermittenabstand überbrückt. Diese dienen auch zur Durchführung der beiderseitigen Hafengleise. Alle Öffnungen zu beiden Seiten des Schiffdurchlasses werden von Eisenbetonüberbauten, die unter der Fahrbahn liegen, überbrückt. Die Pfeiler bestehen ebenfalls aus Eisenbeton.

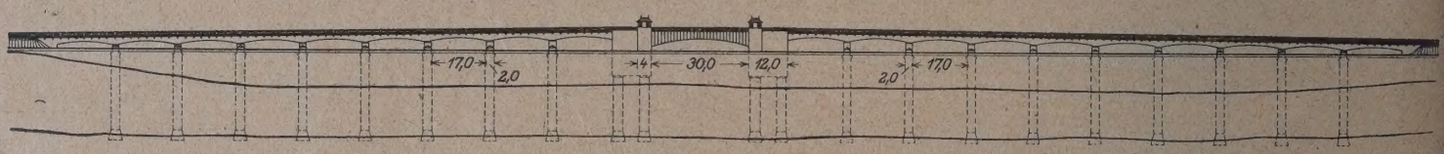


Abb. 121. „Brunnar". Gesamtansicht der Brücke.

Gründung: Alle Pfeiler und Widerlager sollen auf Pfahlrost gegründet werden, der im Strom mit der Oberkante der Schlammschicht, am Lande mit der Oberkante der Aufschüttung abschließt.

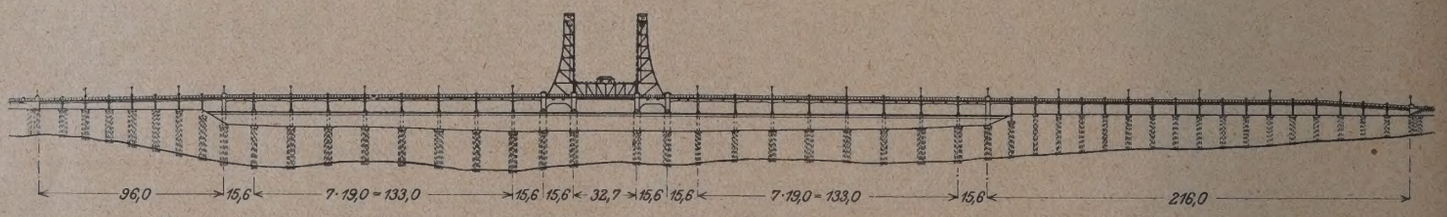


Abb. 122. „Long legs". Gesamtansicht der Brücke

Das Preisgericht hält die Pfeiler für zu schwach, um dem Eisdruck widerstehen zu können, und bezeichnet es als nicht ratsam, Beton- und Eisenbetonarbeiten in solchem Umfange unter Wasser vorzunehmen. Die unvermittelt aus der tiefliegenden, flachen Brücke in die Höhe ragenden Hubtürme wirken äußerst häßlich und vernichten das sonst ruhige Aussehen der Brücke.

34. „På säker Grund".

Verfasser unbekannt. Anscheinend nordischen Ursprungs.

Lage der neuen Verbindung: Rechtwinklig zur Stromrichtung, auf der Aalborger Seite nach Westen gegen die bestehende Verbindung verschoben.

Art der neuen Verbindung: Brücke mit festen Pfeilern (Abb. 123). Der Schiffdurchlaß wird von einer eisernen doppelarmigen Klappbrücke mit festen Drehachsen überspannt. Auf der einen Seite des Schiffdurchlasses sind 4, auf der anderen 14 Öffnungen vorgesehen, die von Eisenbetonbögen überbrückt werden. Der Pfeilermittenabstand der einzelnen Öffnungen ist aus der Abb. zu ersehen.

Gründung: Die Pfeiler sollen auf Eisenbetonpfählen, die mit der Oberkante der Schlammschicht abschließen, gegründet werden; sie sollen als Hohlkörper mit Eisenbetonmantel gebildet, ohne Zuhilfenahme von Druckluft auf die Pfahlgruppen aufgelöst, deren Köpfe durch Eisenfachwerk verstrebt sind.

Das Aussehen der Brücke ist wenig ansprechend. Die in breite Pfahlgruppen aufgelösten Pfeiler sind unzweckmäßig und verstärken das häßliche Aussehen der Brücke.

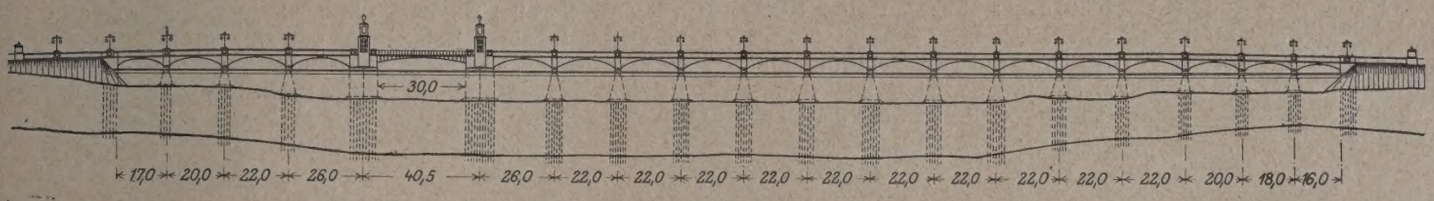


Abb. 123. „På säker Grund". Gesamtansicht der Brücke.

Pfähle abgesenkt und durch Betoneinfüllung unter Wasser mit diesen verbunden werden.

Das Preisgericht lobt das gute Aussehen der Brücke, hält aber die vorgeschlagene Verbindung zwischen Pfählen und Pfeilern für nicht einwandfrei und äußert Bedenken wegen der Empfindlichkeit der dreifach statisch unbestimmten Eisenbetonbögen gegen die Einwirkung des unsicheren Baugrundes.

35. „W".

Verfasser unbekannt. Vermutlich englischen oder amerikanischen Ursprungs.

Lage der neuen Verbindung: Schiefwinklig zur Stromrichtung. In Nörresundby etwas nach Osten gegen die bestehende Brücke verschoben.

Art der neuen Verbindung: Brücke mit über der Fahrbahn liegenden eisernen Fachwerkträgern und mit festen Unterstützungen (Abb. 124). Der Schiffdurchlaß wird von einer zweiarmigen Drehbrücke überspannt, deren Hauptträger doppelte Streben und einen geknickten Obergurt zeigen. Zu beiden Seiten des Schiffdurchlasses sind je drei Öffnungen angeordnet. Die seitlichen dieser drei Öffnungen werden von Halbparabelträgern, die mittelste von einem Paralleträger überspannt. Diese Träger weisen nur einfache Streben auf. Der Mittenabstand der Pfeiler ist aus der Abbildung zu ersehen.

Der Drehpfeiler und die beiden die Drehbrücke begrenzenden Pfeiler sind massiv und sollen mit Hilfe des Druckluftverfahrens gegründet werden. Die übrigen Pfeiler sind in

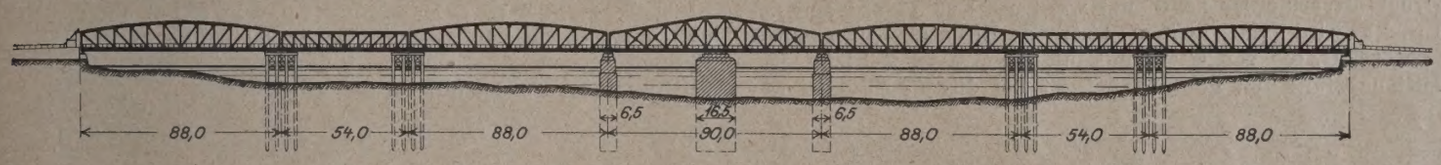


Abb. 124. „W". Gesamtansicht der Brücke.

Art der neuen Verbindung: Brücke mit über der Fahrbahn liegenden eisernen Fachwerkträgern und mit festen Pfeilern (Abb. 125). Der bewegliche Überbau ist eine zweiflügelige Klappbrücke mit festen Drehachsen. Die symmetrisch zu beiden Seiten der Klappbrücke angeordneten Überbauten sind statisch bestimmte Auslegerträger. Die Gelenke liegen in der Mittelöffnung an den Stellen, wo die Hängeketten mit dem Obergurt zusammentreffen. Die Obergurtstäbe über den Zwischenpfeilern sind Blindstäbe. Die Stützweiten betragen 60 — 120 — 60 m, die Stützweite des eingehängten Trägers mißt 60 m.

Gründung: Alle Pfeiler sollen mit Hilfe des Druckluftverfahrens gegründet werden.

Der Entwurf ist nicht eingehend genug durchgearbeitet. Das Aussehen der Brücke ist nicht unbefriedigend.

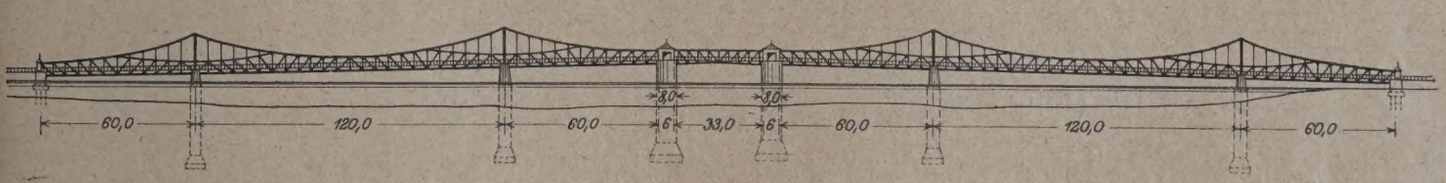


Abb. 125. „Symmetri". Gesamtansicht der Brücke.

36. „Symmetri".

Verfasser unbekannt. Anscheinend nordischen Ursprungs.

Lage der neuen Verbindung: An der Stelle der bestehenden Brücke, daher schiefwinklig zur Stromrichtung.

37. „Skagen".

Verfasser unbekannt. Anscheinend deutschen Ursprungs.

Lage der neuen Verbindung: An der Stelle der alten Brücke, daher schiefwinklig zur Stromrichtung.

Art der neuen Verbindung: Brücke mit eisernen Blechträgerüberbauten auf Pontons aus Eisenbeton. Der Mittenabstand der Pontons ist zu 25 m gewählt. Der bewegliche Überbau des Schiffdurchlasses wird von einem ausfahrbaren Ponton getragen.

Der Entwurf bringt keine nennenswerten Verbesserungen gegen die bestehende Brücke.

38. „Pons novus navium".

Verfasser unbekannt. Anscheinend nordischen Ursprungs.

Art der neuen Verbindung: Brücke mit unter der Fahrbahn liegenden Eisenbetonträgern auf Pontons aus Eisenbeton. Der Mittenabstand der Pontons beträgt nur 15 m. Der ausfahrbare Brückenteil ruht auf zwei Pontons.

Von dem Wert dieses Entwurfes gilt dasselbe wie von dem vorigen.

39. „Panta rei".

Verfasser unbekannt. Vermutlich nordischen Ursprungs.

Lage der neuen Verbindung: Fast an alter Stelle schiefwinklig zur Stromrichtung.

Art der neuen Verbindung: Der Schiffdurchlaß wird von einer einarmigen Klappbrücke nach der Bauart Scherzer überspannt. Ihre Hauptträger liegen über der Fahrbahn und sind Parallelfachwerkträger. Die die Klappbrücke begrenzenden Pfeiler sind massiv und sollen mit Hilfe des Druckluftverfahrens gegründet werden. Der andere Teil der Brücke wird von kleinen eisernen Blechträgerüberbauten überbrückt, die von eisernen Pontons getragen werden. Der Mittenabstand der Pontons beträgt bei diesem Entwurf nur 10 m. Der Entwurf bringt mit Ausnahme der Anordnung der Klappbrücke mit 30 m Lichtweite keine Besserungen gegen die bestehende Brücke.

40. „Cheap".

Verfasser unbekannt. Anscheinend nordischen Ursprungs.

Lage der neuen Verbindung: In der Nähe der bestehenden Brücke und gleichlaufend zu dieser, also schiefwinklig zur Stromrichtung.

Art der neuen Verbindung: Brücke mit festen Pfeilern (Abb. 126). In der Mitte eine eiserne zweiarmige Drehbrücke, deren Hauptträger über der Fahrbahn liegen und mit Hängeketten ausgerüstet sind. Zu beiden Seiten der Drehbrücke je zehn mit Eisenbetonbalken überbrückte Öffnungen mit 17 m Mittenabstand der Pfeiler.

Die Pfeiler sind hohl und setzen sich auf Pfahlroste auf. Sie belasten die Pfahlroste nicht stark, da sie hohl sind und als eine Art Schwimmkörper einen Teil der Last tragen. Diese Art der Gründung ist aber bei starkem seitlichen Eisdruck, wie er im vorliegenden Falle zu erwarten ist, nicht am Platze. Das Aussehen der Brücke befriedigt nicht sonderlich.

41. „Neden Vande".

Der Verfasser ist unbekannt. Anscheinend ist der Entwurf nordischen Ursprungs, er sieht einen Tunnel vor, der durchweg Neigungen von 1 : 20 aufweist und an der tiefsten Stelle rd. 27 m unter dem Wasserspiegel liegt. Er beginnt in Aalborg 340 m westlich der bestehenden Verbindung, wendet sich mit einer 140 m langen Rampe, die der bestehenden Brücke parallel ist, dem Limfjord zu, durchquert diesen, geht weiter in einer Krümmung von 125 m Halbmesser in eine zum Ufer gleichlaufende Richtung über und mündet schließlich mit einer 140 m langen Rampe in die Brogade aus (Abb. 127). Der eigentliche unter dem Limfjord liegende Tunnel ist 706 m lang. Der Tunnelquerschnitt ist kreisförmig (Abb. 128), sein Mantel besteht aus einem 6 mm starken Stahlzylinder, der einen Durchmesser von 11 m hat und außen und innen durch Längs- und Querrippen verstärkt ist. Der Raum zwischen den Innen- und Außenkanten dieser Rippen wird mit Beton ausgefüllt, so daß ein 1,625 m starker Mantel entsteht. Die Innenfläche dieses Mantels wird mit Kacheln verkleidet, die gegen Beschädigungen durch Fuhrwerke durch seitliche eiserne Konsolen geschützt werden. Die 8,5 m breite Fahrbahn wird von Eisenbetonkappen getragen, die zwischen I-Träger gespannt sind. Unter der Fahrbahn liegen die Fußsteige, die von Eisenbetonplatten unterstützt sind. Diese und die I-Träger der Fahrbahn werden in der Mitte durch Eisenbetonsäulen auf die Tunnelsohle abgestützt.

Der Tunnel liegt in der Schlammschicht. Ohne weitere Vorkehrungen wird diese auch die geringen Belastungen durch den Tunnel, dessen Gewicht einschl. der Verkehrsbelastung den Auftrieb nicht wesentlich übersteigt, nicht tragen können. Es soll deshalb eine Rinne in den Schlamm gebaggert werden und diese auf 6 m Tiefe mit Sand gefüllt werden. Nach genügender Ablagerung dieser Schicht sollen die oberen 3 m, deren Gewicht ungefähr der Tunnellast entspricht, wieder entfernt und dann der Tunnel auf der unteren Schicht ver-

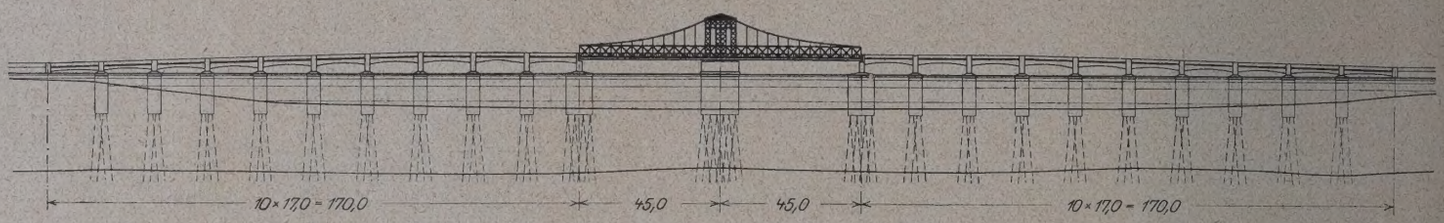


Abb. 126. „Cheap". Gesamtansicht der Brücke.

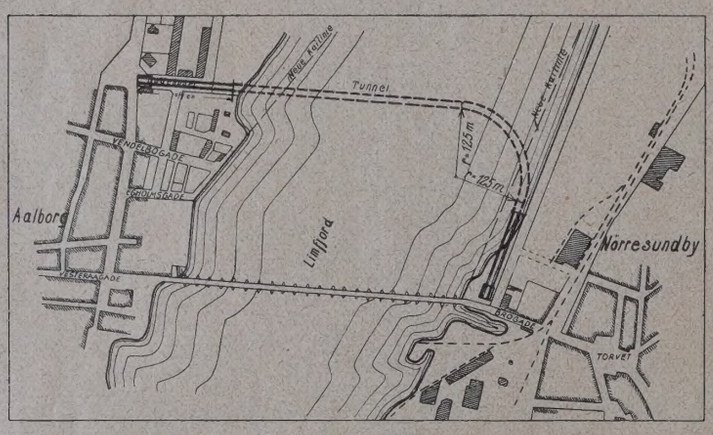


Abb. 127. Lageplan.

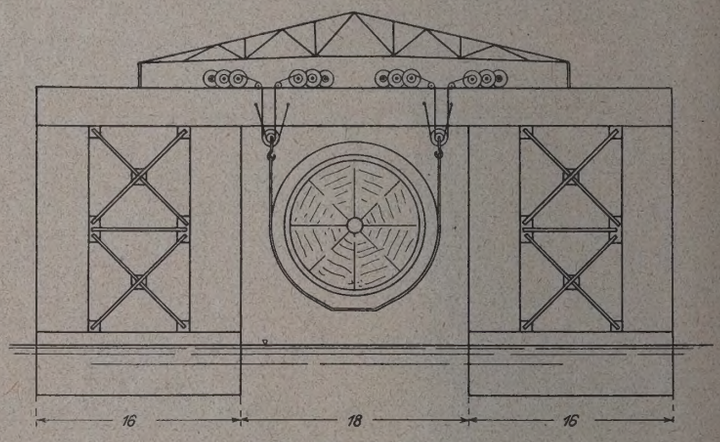
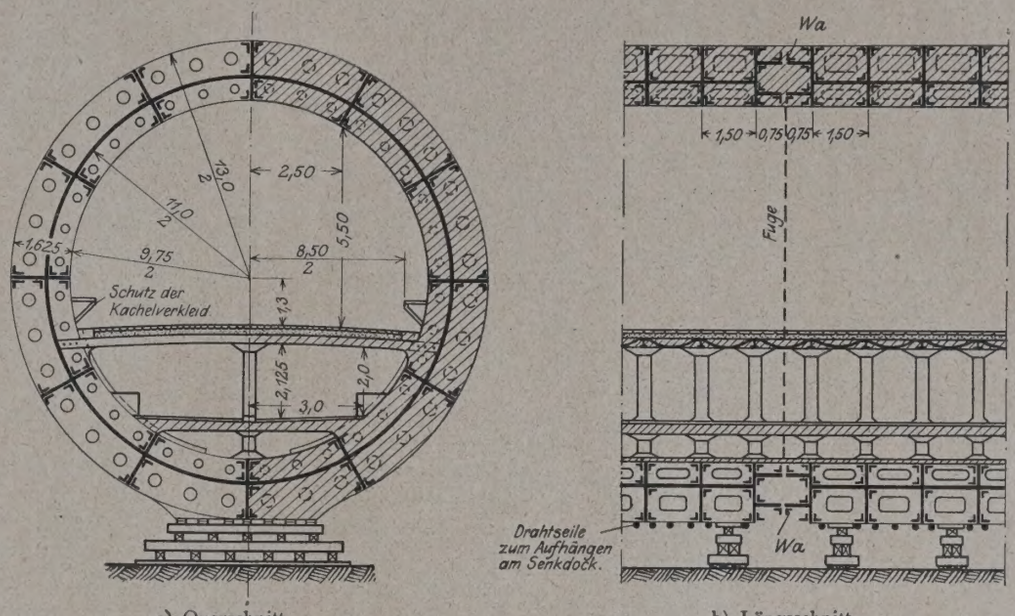


Abb. 129. Senkdock.

legt werden. Auf diese Weise erhält die Schlammschicht keine höhere Belastung als durch die abgelagerte Sandschicht von 6 m Höhe. Der Tunnel besteht aus 29 je 24 m langen Stücken. Diese sollen einzeln auf Bauprähmen hergestellt, von einem Doppelsenkdock (Abb. 129) von diesen abgehoben, zur Baustelle geschafft und dort versenkt werden. Die Tunnelstücke erhalten an beiden Enden zum Abschluß gegen das Wasser beim Versenken Schilde (Abb. 130). Dadurch, daß die Tunnelstücke an dem Senkdock hängen, ist es möglich, ein neues Tunnelstück in das bereits verlegte gut einzufädeln und dann durch Taucher die äußeren Flanschwinkel Wa (Abb. 128 u. 130) verschrauben und so die Dichtung zwischen den benachbarten Tunnelstücken herstellen zu lassen. Hierauf sollen durch Taucher zwischen die Tunnelsohle und vorher auf der Sandschicht in 3 m Abstand verlegte, mit Eisen beschwerte Schwellenstapel Keile getrieben werden, um eine gute Lagerung des Tunnels zu erzielen. Dann sollen die beiden an der Verbindungsstelle zwischen den beiden letzten Tunnelstücken liegenden Schilde entfernt und die Betonverkleidung des Tunnelmantels an der Verbindungsstelle hergestellt werden.

Der Verfasser hat den Tunnel an Stelle einer Brücke gewählt, um der Schiffahrt kein weiteres Hindernis zu bereiten und um den Verkehr der neuen Verbindung unabhängig

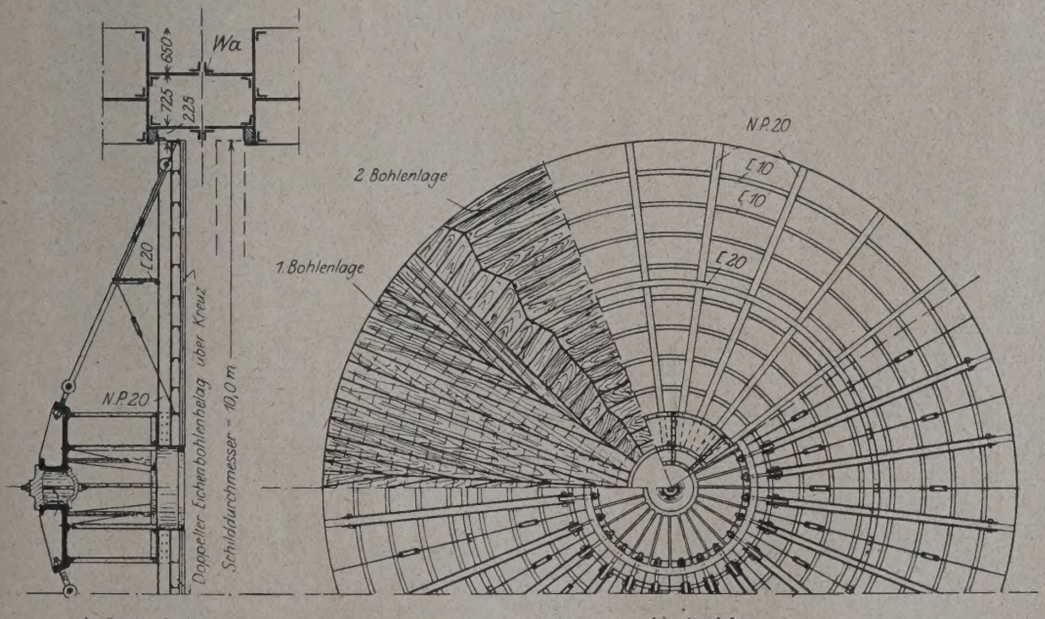


a) Querschnitt. b) Längsschnitt.

Abb. 128.

42. „Sans interruption".

Der Verfasser ist unbekannt. Der Entwurf stammt vermutlich aus Frankreich. Er sieht einen Tunnel in Eisenbeton vor (Abb. 132). Für die Wahl eines Tunnels an Stelle einer Brücke waren die gleichen Gründe wie beim Entwurf „Neden Vande" maßgebend. Offene Rampen führen auf beiden Seiten zu dem eigentlichen Tunnel. Rampen und Tunnel zeigen Steigungen von 1 : 30. Die Rampen laufen auf beiden Seiten parallel zum Ufer (Abb. 131). Auf der Aalborger Seite beginnt die 200 m lange Rampe in der Verlängerung der Vendelbogade, auf der Seite von Nörresundby mündet die 240 m lange Rampe 100 m westlich der Brogade aus. An die Rampen schließt sich der Tunnel mit Krümmungen von 150 m Halbmesser an. Die 268 m lange Zwischengerade liegt parallel zur bestehenden Brücke. Der eigentliche Tunnel ist 739 m lang. Die beiden 3 m breiten Gehwege und die 8,50 m breite Fahrbahn liegen im Tunnel und in den Rampen nebeneinander (Abb. 132 u. 133). Im Tunnel beträgt die lichte Höhe über der Fahrbahn in 5,5 m Breite 5,5 m. Rampen und Tunnel bestehen aus einzelnen bis 44 m langen Stücken, die zwischen Spundwänden auf Schüttung gebaut und dann mit Hilfe des Druckluftverfahrens abgesenkt werden sollen. Die Stücke des eigentlichen Tunnels sollen hierbei auf Eisenbetonpfähle, die bis den tragfähigen Baugrund reichen, abgesetzt werden (Abb. 132). Die zwischen der Arbeitskammer



a) Querschnitt. b) Ansicht.

Abb. 130. Schild.

von der Schiffahrt und von etwaigen Störungen an den beweglichen Teilen einer Brücke zu machen. Er hält diese Gründe für so wichtig, daß sie die höheren Anlagekosten und den weiteren Weg rechtfertigen.

Das Preisgericht ist dieser Auffassung nicht beigetreten, es tadelt weiter die starken Steigungen von 1 : 20, lobt im übrigen aber die gute Durcharbeitung des Entwurfes. Im großen und ganzen schließen wir uns diesem Urteil an; nur erscheint uns die Lagerung des Tunnels auf einzelnen Punkten nicht einwandfrei. Es wird nötig sein, den Tunnel wenigstens bis zur halben Höhe seines Querschnittes nach dem Verlegen mit Sand zu umschütten.

und der Fahrbahn liegende Decke und die doppelten, durch Querrippen ausgesteiften Wände der Seiten und der oberen Decke bestehen aus Eisenbeton. Die inneren Flächen der

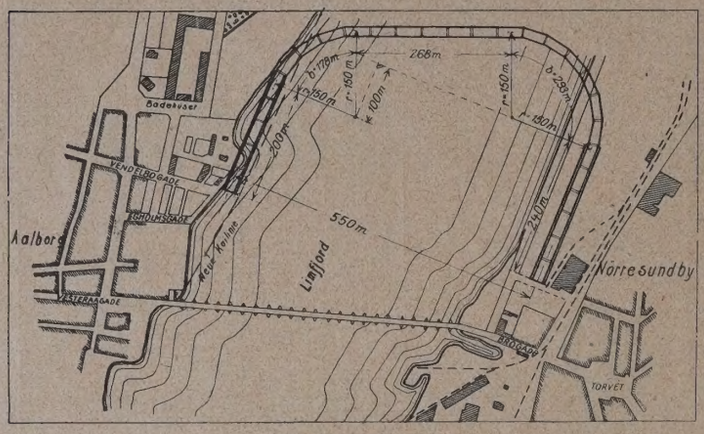


Abb. 131. Lageplan.

unteren Decke und der inneren Wände erhalten eine 10 cm starke, mit Druckluft aufzubringende Schicht aus fettem Zementmörtel mit Eiseneinlagen. Durch die Querrippen der

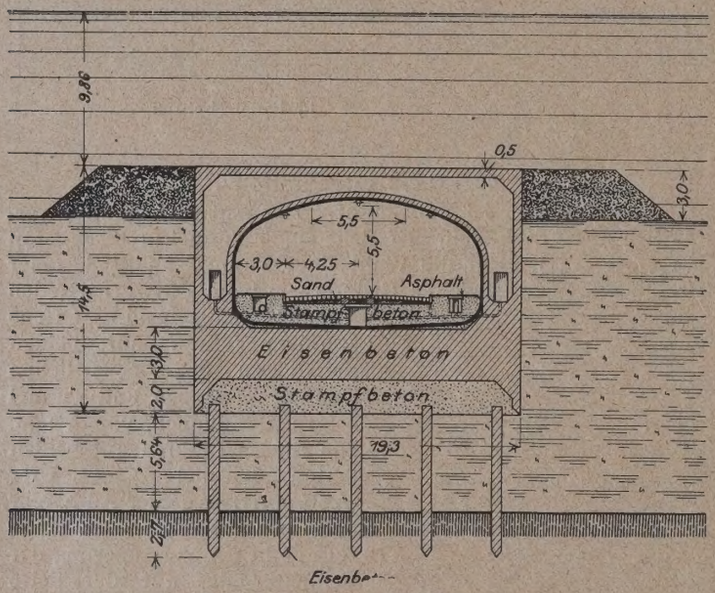


Abb. 132. Tunnelquerschnitt.

Seitenwände führen kleine Öffnungen. Hierdurch ist es möglich, den Raum zwischen den doppelten Seitenwänden, der von den Fußsteigen aus durch Türen zugänglich ist, in der ganzen Länge des Tunnels begehen und gegebenenfalls undichte Stellen feststellen zu können. Der Arbeitsraum und der Raum zwischen der unteren Decke und der Fahrbahn- und Fußsteigdecke wird mit Stampfbeton ausgefüllt. Die Fahrbahndecke besteht aus Steinpflaster auf Sand, die Fußsteigdecke aus Asphalt. Unter der Mitte der Fahrbahn liegt ein Kanal, in dem sich Sickerwasser und Wasser, das bei Regenfällen von den Rampen in den Tunnel gelangt, sammelt. Unter den Fußsteigen liegen Kanäle, in denen Gas-, Wasser- und elektrische Leitungen und eine Leitung für die Zuführung von Frischluft untergebracht werden.

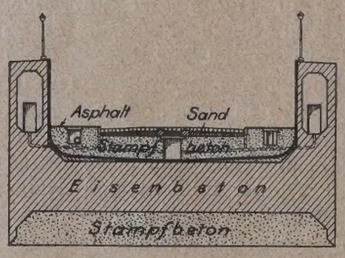


Abb. 133. Rampenquerschnitt.

Die Fugen zwischen zwei Tunnelstücken sollen mit Hilfe von Druckluft von kleinen, an schwimmenden Gerüsten hängenden Senkkästen aus gedichtet werden.

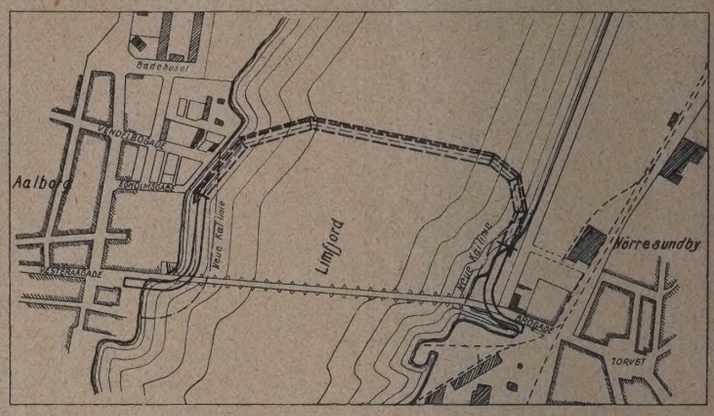


Abb. 134. Lageplan.

Das Preisgericht lobt die sorgfältige Durcharbeitung des Entwurfes, der aber wegen der außerordentlich hohen Anlagekosten (rd. 60 Millionen Kronen gegen 8—9 Millionen Kronen, die eine Brücke erfordern würde) für die Preisverteilung oder den Ankauf nicht in Frage kam.

Die Dichtung der Fugen zwischen zwei angrenzenden Tunnelstücken, die mit Hilfe des Druckluftverfahrens versenkt sind, wird u. E. sehr erhebliche Schwierigkeiten verursachen.

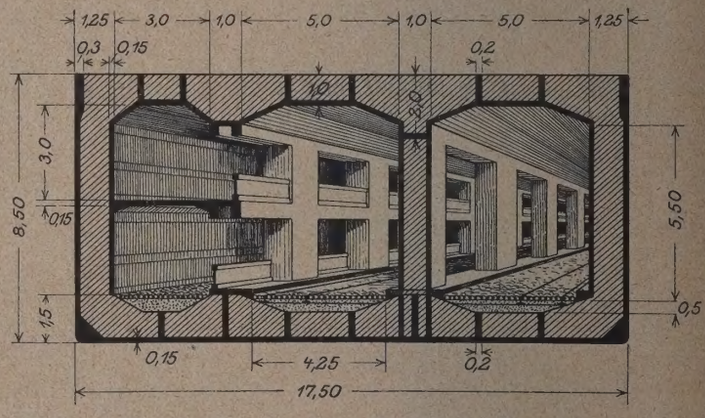


Abb. 135. Querschnitt und Blick in den Tunnel.

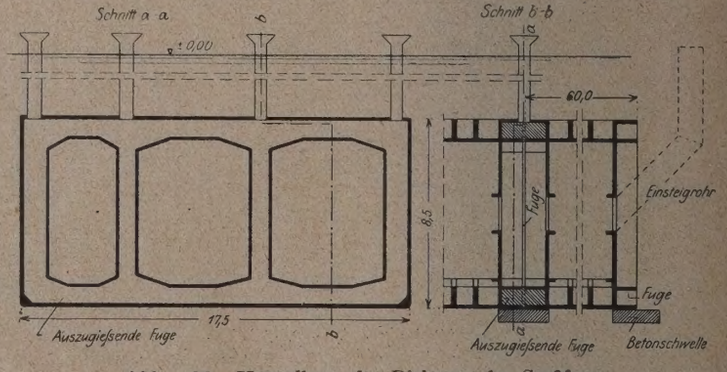


Abb. 136. Herstellung der Dichtung der Stoßfuge.

43. „Verkehrsader".

Der Entwurf, dessen Verfasser unbekannt ist, stammt vermutlich aus Deutschland. Er sieht einen Eisenbetontunnel vor, der 250 m westlich von der bestehenden Brücke den Limfjord durchquert. Offene Rampen, die in Aalborg aus der Richtung der Vesteraagade und in Nörresundby aus der

Richtung der Brogade (Abb. 134) mit Krümmungen von 50 m Halbmesser in eine zum Ufer gleichlaufende Richtung umbiegen, führen zum eigentlichen Tunnel. Rampen und Tunnel sind im ganzen 1140 m lang. Zwei zweispurige, 4,25 m breite Fahrbahnen liegen nebeneinander; sie sind durch eine Reihe von Eisenbetonsäulen voneinander getrennt. Die beiden 3 m breiten Fußsteige liegen übereinander (Abb. 135). Der Tunnel besteht aus 60 m langen einzelnen Stücken, die in Eisenbeton auf Querhellingen hergestellt werden. Um keine zu starke Belastung der Hellinge zu erhalten, wird auf diesen nur das in der Abb. 135 schwarz dargestellte Eisenbetongerippe ausgeführt, das vollständig schiffsgemäß durchgebildet ist. An den beiden Enden werden einstweilige Querwände eingesetzt, und die Außenwände werden wasserdicht verputzt und mit einem seewasserbeständigen Anstrich versehen. In diesem Zustand wird das Stück zu Wasser gelassen und an beliebiger Stelle verankert. Es schwimmt bei einem Tiefgang von rd. 3 m. Dann wird durch senkrechte Öffnungen in den Seitenwänden der Boden und dann die Decke von oben mit Stampfbeton ausgefüllt. In diesem Zustande hat das Stück noch ein Freibord von 20 cm Höhe. Nachdem die Decke auch noch mit einem wasserdichten Putz und einem seewasserbeständigen Anstrich versehen ist, wird es zur Baustelle geschleppt und hier zwischen eingerammten Streichpfählen in seine genaue Lage gebracht. Dann wird es durch Einbringen von Sand und Kies für die Fahrbahn durch ein Mannrohr, das in die freie Schottwand (Abb. 136, Schnitt b—b, rechts) wasserdicht eingesetzt ist, versenkt. Das versenkte Stück wird schließlich mit Sand überschüttet. Die Enden des Stückes sind mit Dichtungsringen versehen. Man hofft, durch die Führung an den Streichpfählen die Stücke so genau versenken zu können, daß die Dichtungen schließen und der ringförmige Zellenraum der Fuge durch aufgeschraubte Eisenrohre (Abb. 136) mit Beton ausgegossen werden kann. Zur Prüfung der Dichtigkeit der Fuge wird die angrenzende Schottwand des neuen Stückes geöffnet. Sollte die Fuge nicht dicht sein, so wird in den Raum zwischen den beiden der Fuge benachbarten Schottwänden Preßluft eingedrückt und die Dichtung unter dem Schutz der Preßluft hergestellt. —

Die Oberkante des Tunnels liegt in der Mitte des Limfjord auf einer Länge von 60 m 11 m unter Wasser. Schiffe von 10 m Tiefgang können den Tunnel auf einer Breite von 120 m und solche von 9 m Tiefgang auf einer Strecke von 180 m überqueren. Der Tunnel liegt in einer Baggerrinne auf einer Sandschüttung. Um die einzelnen Tunnelstücke in die richtige Höhenlage zu bringen, werden vor dem Versenken an den Stoßstellen und in der Mitte genau ausgerichtete Betonschwellen verlegt (Abb. 136). Die versenkten Tunnelstücke werden schließlich mit Sand umschüttet.

Der Entwurf enthält fraglos sehr anregende und lehrreiche Vorschläge für die Ausführung eines Meeresgrundtunnels. Die Dichtung der Stoßfugen wird bei der geplanten Art der Versenkung u. E. sehr erhebliche Schwierigkeiten verursachen.

Schlußwort.

Der Aalborger Wettbewerb hat eine Reihe hervorragender Brückenentwürfe für die Verbindung der durch den breiten Meeresarm getrennten Nachbarstädte, verschiedene neuartige, zweckmäßige und wirtschaftliche Lösungen für die Gründung von Pfeilern auf einem in großer Tiefe liegenden und von einer mächtigen dünnflüssigen Schlammschicht überlagerten Baugrund und auch gute Vorschläge für die Ausführung von Meeresgrundtunneln gezeitigt. Die Arbeit, welche Ingenieure und auch Architekten bei diesem Wettbewerb geleistet haben, ist erstaunlich. Die Ingenieurwissenschaft ist durch den Wettbewerb ein gut Stück vorwärts gekommen, auch die Frage nach der künstlerischen Gestaltung hervorragender Ingenieurbauwerke ist der Beantwortung näher geführt. Für die deutsche Brückenbaukunst dürfen wir ohne Überhebung aus dem Wettbewerb den Schluß ziehen, daß auch die harte Kriegszeit und ihre traurigen Nachwehen nicht vermocht haben, ihn von dem ersten Platz zu verdrängen.

DER BAU DES KÖNIGSTUHLTUNNELS IN HEIDELBERG.

Von Prof. Dr.-Ing. E. Gaber, Karlsruhe i. B.

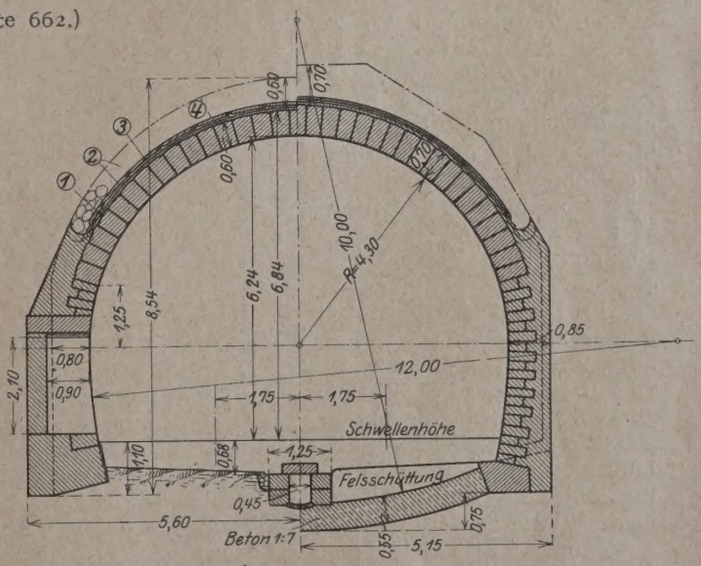
(Schluß von Seite 662.)

2. Mauerung.

a) Der gewöhnliche Ring. Der Tunnel wurde grundsätzlich auch in der besten Granitstrecke ausgemauert. Vertraglich waren für die Mauerung 4 Profile vorgesehen (Abb. 8):

Profil	Widerlager	Stärke vom Deckengewölbe	Sohlgewölbe
	m	m	m
1	0,70	0,50	—
2	0,80	0,60	—
3	0,85	0,70	—
4	0,85	0,70	0,35

Die innere Leibung des Deckengewölbes hat den bei zweigleisigen Tunneln üblichen Halbmesser von 4,30 m erhalten, während die Widerlager einen Halbmesser von 12 m und das Sohlgewölbe einen solchen von 10 m hat. Das Widerlager wurde an das Gebirge satt angemauert, während der Zwischenraum zwischen dem Deckengewölbe und der First im allgemeinen trocken ausgepackt wurde (siehe „Die Ausmauerung und Entwässerung im Tunnel" von Gaber im Zentralblatt der Bauverwaltung 1915 Heft 35/37). Die Steine für die Sichtfläche des Widerlagers und die Gewölbequader kamen fertig zuge-



(1) Mörtelausgleich auf dem Gewölberücken.
(2) Bleiplatte 1 mm stark, 4,10 — 0,80 m
(3) Schutzmantel aus Zementmörtel 1 : 3
(4) Glattstrich aus Zementmörtel 1 : 1

Abb. 8.
Die Tunnelprofile und die Abdichtung des Gewölberückens.
Profil 2 mit Nische links, Profil 4 rechts.

richtet aus den vorzüglichen Brüchen des mittleren Buntsandsteines bei Eberbach, dessen Bänke stark Kieselsäure enthalten und daher säurebeständig sind. Die Steine für die Hintermauerung der Widerlager wurden aus dem Tunnelausbruch der guten Sandsteinstrecken genommen. Die Trockenmauerung über dem Deckengewölbe bestand aus Granitsteinen des Tunnelausbruches. Die Unternehmung fand es vorteilhaft, diese Auspacksteine nicht gleich im Tunnel, sondern erst auf der Kippe auszulesen und mit besonderen Steinzügen wieder hereinzubringen. Das Sohlgewölbe bestand aus Beton 1 : 7. Im Widerlager wechselte immer eine durchlaufende Binderschicht von mehr als 0,50 m Tiefe, mit einer durchlaufenden Läuferschicht von 0,30 bis 0,35 m Tiefe ab. Die Schichthöhe war zwar beliebig, doch war festgesetzt, daß z. B. ein Läufer von 0,19 m Höhe nicht länger als 0,75 m und einer von 0,29 m Höhe nicht länger als 1 m sein durfte. Bei den Wölbquadern waren die Schichthöhen bis zu 0,43 m beliebig zugelassen und nur die Längen bei Profil 1 mit 1,20 m und bei Profil 3 mit 1,10 m beschränkt, damit die schweren Steine von zwei Maurern in dem beschränkten Arbeitsraume ohne erhebliche Beschädigungen noch versetzt werden konnten.

Der Mörtel bestand allgemein aus 1 Raumteil Zement und 3 Raumteilen Sand. Der Zement wurde von dem nahen Zementwerke Leimen mit Fuhrwerk bezogen. Der Sand wurde aus einer Sandgrube im Rheintal gewonnen. Sämtliche Fugen wurden möglichst vor dem Erhärten des Mörtels ausgekratzt und mit einem säurebeständigen Mörtel aus 1 R. T. Zement und 2 R. T. Mainsand, welcher von Wertheim bezogen wurde, ausgestrichen. In der Lößstrecke und in einigen Ringen, welche in Verwerfungen lagen, sowie am Ostportal wurde der Zwischenraum über dem Gewölbe nicht trocken, sondern mit Mörtel ausgemauert. Aber auch bei der Trockenmauerung mit dem gesunden Granitausbruch wurde verlangt, daß die letzte Steinschicht der Auspackung an das Gebirge durch Hammerschläge angekeilt wurde. Die Lehrbögen für die Deckengewölbe bestanden aus I-Eisen Normalprofil 17, welche mit Doppelkeilen auf dem hölzernen Bogenstuhl aufruhten (siehe Abb. 5). Die Schalhölzer waren 10 cm stark und lagen nur unter den Gewölbfugen. Je nach der Gebirgsbeschaffenheit wurden in einem Ringe 6—8 Lehrbögen aufgestellt, welche allmählich die Hauptschwellen entlasteten und die Kronhölzer unterstützten. In druckhaften Strecken wurden sie durch eine Bogenverstärkung ergänzt. Der Zusammenhang zwischen Ringprofil und Gebirgsbeschaffenheit ist in Abb. 2 u. 12 dargestellt.

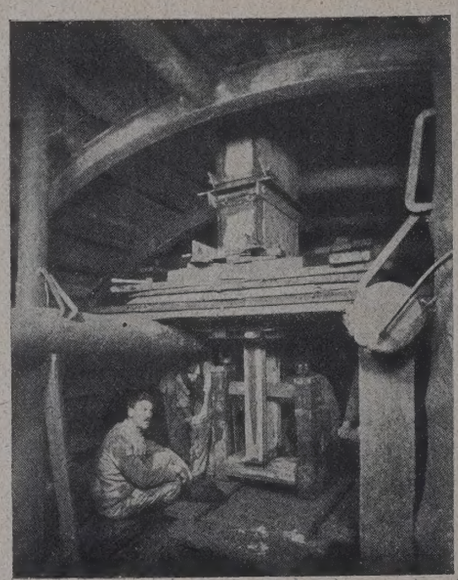


Abb. 9. Der Kunstschluß im Ringe 151.

b) Die Gewölbedichtung. Nach dem Vorschlage des Baudirektors Tegeler wurde das Gewölbe in besonders sorgfältiger Weise abgedichtet. Die Gewölberückfläche wurde überall mit einer Lage Zementmörtel 1 : 3 überzogen und ausgeglichen. In den feuchten Strecken wurden in den Ringen hierauf 1 mm starke Bleiplatten von 0,80 m Breite und 4,10 m Länge über dem Gewölbe abgerollt, an den Stößen gehörig überlappt und durch Klopfen möglichst gedichtet. In der oberen Fläche eines jeden Widerlagers wurde eine stark geneigte Rinne mit 2 oder 3 Tiefpunkten aus Zementmörtel und dichtem Glattstrich angelegt (siehe Abb. 8). Von hier aus begann das Verlegen der 34 kg schweren Rollen aus Bleiblech. Die Anfangsstücke a—b—c der Abb. 29 wurden aus einer Platte geschnitten und fügten sich der Rinne an. Das weiche Bleiblech wurde vor Beschädigungen durch die Auspacksteine dadurch geschützt, daß auf ihm ein 3 cm starker Schutzmantel aus Zementmörtel 1 : 3 aufgebracht wurde, dessen Oberfläche zur Sicherheit mit der Stahlkelle noch einmal gedichtet wurde. Bei starkem Wasserandrang wurde noch eine gewöhnliche Dachpappenlage aufgebracht, welche das Auswaschen des Zementes verhinderte. Wichtig für den Erfolg war, daß die unterste Bleiplatte blank in der Kämpferrinne endete, daß also der Schutzmantel rechtzeitig aufhörte und nicht mit dem Glattstrich der Rinne zusammenhing. Nur wenn das Sickerwasser frei in der Rinne austreten mußte, wurde ein Durchnässen des Widerlagermauerwerkes in Kämpferhöhe verhindert. Die Kämpferrinne lag etwas über dem eigentlichen Kämpfer, um das Gewölbe besser zu verspannen und seine freie Stützweite zu verkleinern. Die Granitauspackung wurde erst aufgebracht, nachdem der Schutzmantel schon etwas erhärtet war. Das bei Gebirgsdruck oft unangenehme Warten kann nach dem im Z. d. B. 1915, Heft 37 angegebenen inzwischen bei anderen Tunnelbauten erprobten Verfahren vermieden werden, wenn zwischen Auspackung und Abdichtung eine Lage Klinker eingeschaltet wird. In den trockenen Gebirgsstrecken begnügte man sich ohne Bleiblech mit einem Glattstrich 1 : 1 über dem Mörtelausgleich. Von der Kämpferrinne gelangt das Wasser durch 2—3 senkrechte Schächte und anschließende Querschlitze nach der Tunnelsohle, welche mit 5 vH nach dem in der Tunnelachse liegenden Dohlen fällt. In dem Schlußring einer jeden Arbeitsgruppe wurde das Gewölbe mit einem Kunstschluß nach Gaber (siehe Deutsche Bauzeitung 1912 Nr. 2) geschlossen, d. h. an Stelle des letzten Steines wurde mit Hilfe eines hölzernen Kastens Beton bis zum Gebirge eingepreßt, so daß hier kein Hohlraum über dem Gewölbe verblieb (Abb. 9).

c) Die Wasserfassung. Das in den einzelnen Tunnelstrecken auftretende Tunnelwasser kam vorwiegend aus dem Sandstein und war deshalb ohne jeden Kalk. Es wurde daher mit besonderer Sorgfalt gefaßt, um es zur Verbesserung des in Heidelberg vorhandenen schlechten Lokomotivspeisewassers zu verwenden, welches außerordentlich hart ist. Beim Austritt des Wassers im Widerlager wurden an die Quellstellen Kammern gelegt und trocken ausgepackt. Auch die Wasserfäden neben den Kammern wurden mit schwach geneigten Rinnen, welche im Mauerwerk ausgespart wurden, abgefaßt. Eine Zementrohrleitung führte auf jeder Seite das Wasser nach einer Sammelnische, welche mit Über-, Leer- und Verbrauchslauf ausgerüstet wurde (Abb. 10). Längs des bergseitigen Widerlagers wurde auf der Tunnelsohle eine gußeiserne Sammelleitung gelegt, welche am Westportal einen Absturz hat, so daß das Wasser immer fließt und im Winter nicht einfriert. Auf der Talseite trat in der Regel weniger Wasser auf, und ihre wenigen Sammelkammern sind durch gußeiserne Dücker unter den Gleisen hindurch mit der Sammelleitung verbunden. Die Sammelnischen wurden durch schwere Eichentüren sorgfältig vor der rauchgeschwängerten Tunnelluft abgeschlossen. Insgesamt wurden 4 Sekundenliter reines Wasser gefaßt, welches einem Sammelbehälter im neuen Personenbahnhof zufließt und von dort nach dem nahen Wasserturm zu dem anderen Speisewasser hinaufgepumpt wird.

d) Der Tunneldohlen. Der Tunneldohlen liegt in der Tunnelachse und ist 0,45 m im Lichten weit. Seine beiden Widerlager bestehen aus je 2 Sandsteinschichten, welche von einer 0,20 m starken Sandsteinplatte abgedeckt werden. Die Platte ist nur an den Stoß- und Lagerflächen bearbeitet. Die Sohle wurde mit 4 Reihen hart gebrannter säurebeständiger

Klinker aus Billigheim i. Odenwald verkleidet, welche in einem Mörtelbett 1 : 3 verlegt wurden. Dadurch kam das schwefelsäurehaltige Tunnelwasser nur mit säurebeständigen Stoffen in Berührung. Zur Erleichterung der Reinigung des Dohlens wurden einige rechteckige Einsteigschächte aus Eisenbeton auf den Dohlenwiderlagern aufgesetzt.

e) Besonderes. In beiden Widerlagern der Tunnelröhre wurden sich gegenüberliegende 1 m breite Nischen in 40 m Abstand eingebaut, deren Rückwand bei gutem Gebirge nicht verkleidet wurde und auch an einigen geologisch interessanten Stellen offen blieb (siehe Abb. 8). In Tunnelmitte liegen außerdem 2 große Hauptnischen von 3/3 m Grundfläche, in welchen ein Bahnmeisterwagen abgestellt werden und die Gleisarbeiterrotte sich aufhalten kann. Für den Tunnelwärter wurde ein Fernsprecher in ihr eingebaut. Die Hauptnischen haben schwere eichene Türen und sind heizbar. Alle Nischen sind weiß gestrichen und dadurch auch im Tunneldunkel erkenntlich.

Für den Tunnel wurde eine Entlüftungsanlage gebaut, welche ungefähr in der Mitte die Luft durch einen 100 m hohen Schacht absaugt. Dadurch sollen

1. die beiden bebauten Portale rauchfrei,
2. die beiden im Tunnel liegenden Haupt- und Vorsignale sichtbar gehalten werden,
3. die Tunnelluft so verbessert werden, daß der Aufenthalt für Menschen erträglich und die Lebensdauer des Oberbaues verlängert wird (Abb. 11).

Der senkrechte Luftschacht von 2,50 m Durchmesser sitzt über der Tunnelachse und ist mit dem Tunnelgewölbe durch einen Eisenbetontrichter verbunden. Die innere Sichtfläche des Trichters ist mit hart gebrannten säurebeständigen Klinkern verkleidet. Der Hohlraum zwischen Trichter und Gebirge wurde mit Granitsteinen trocken ausgepackt, nachdem die Rückfläche mit Bleiblech und Mörtelschutzmantel gedichtet war. In dem unteren Ende des Schachtes wurde außerhalb des lichten Schachtprofiles eine Sandsteinrinne zum Abfangen des in den Schacht eindringenden Sickerwassers eingebaut, welche ihre Wassermenge von etwa ¼ Sekundenliter in einer Bleiröhre dem Tunneldohlen zuführt. Im Widerlager befindet sich eine Nische für die Aufführung des elektrischen Kabels.

Im Hinblick auf die wertvolle Umgebung wurden die beiden Portale sorgfältig aus Quadern hergestellt, welche den guten Granitbrüchen des Bühlertales im Schwarzwalde entstammen. Ihr Entwurf stammt von Geh. Oberbaurat Tegeler und insbesondere das Ostportal paßt sich als Abschluß der vorgezogenen Tunnelröhre gut der natürlichen Felswand an.

IV. Schotter, Oberbau und Signale.

Ein Teil des Granitausbruches wurde im neuen Verschubbahnhof mit einem Steinbrecher zu Schotter verarbeitet und als unterste Bettungslage im Tunnel wieder eingebracht. Die Hauptmenge des Schotters wurde jedoch aus den staatlichen Porphyrbrüchen bei Dossenheim bezogen, deren Stein außerordentlich wetter- und wasserbeständig ist und sich für die Tunnelgleisunterhaltung besonders eignet. Der Oberbau besteht aus 18 m langen Schienen von 140 mm Höhe und 43,8 kg/m Gewicht, welche mit 32 kg schweren gußeisernen Stühlen auf den hölzernen Querschwellen aufruhen. In der Tunnelröhre ist auf der Ostseite das Einfahrsignal mit Vorsignal für den Bahnhof Karlstor eingebaut und auf der Westseite das Deckungssignal mit Vorsignal für die Trennung der Odenwaldlinie in die Personen- und Güterlinie (siehe Abb. 1 u. 2). Alle Signale sind Lichtsignale. Die weit im Tunnelinnern liegenden Vorsignale haben keinen Drahtzug erhalten, sondern ihre Blenden werden mit gepreßter Kohlensäure elektrisch gesteuert. Zur Freihaltung des Lichtraums mußten die Signalringe einseitig erweitert werden und das Tunnelgewölbe hat bei den Vorsignalen auf dieser Seite den Halbmesser von 5,20 m und bei den Hauptsignalen von 4,80 m erhalten. Die Ringerweiterung mußte der Fahrrichtung entgegen auf eine gewisse Länge ausgedehnt werden, damit der Lokomotivführer rechtzeitig die Signale sehen kann. Für die Vorsignale waren auf eine Länge von 24 m, für das Doppelhauptsignal der Westseite 16 m, und für das einfache Hauptsignal am Karlstor 8 m einseitige Erweiterung nötig.

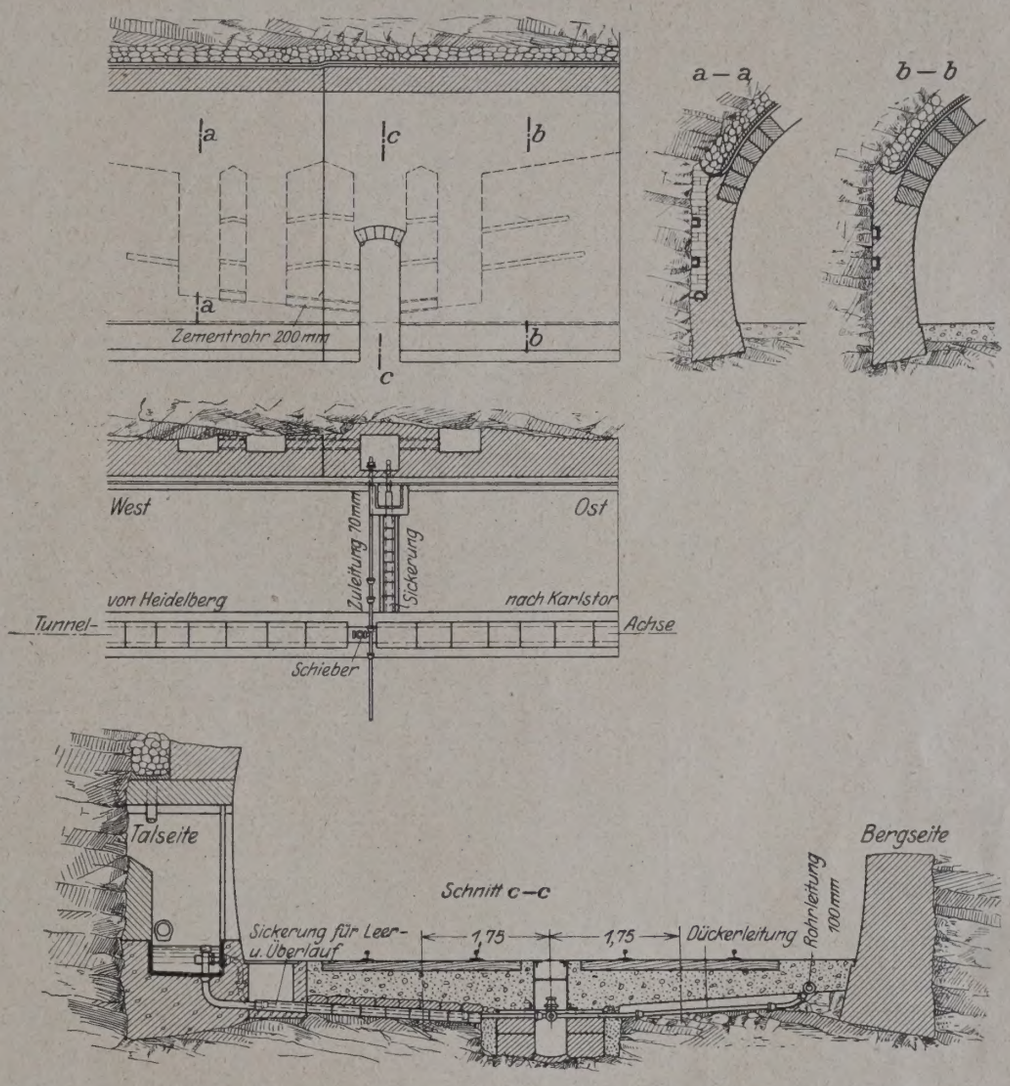


Abb. 10. Die Wasserfassung auf der Talseite der Ringe 211 u. 212. Sammelnische mit Wasserzufluß von der First und beiden Seiten. Dückerleitung zum Hauptrohre. Längsschnitt mit Horizontalschnitt in Höhe des Gewölbmittelpunktes. Teilquerschnitte und Sohlenquerschnitt mit Tunneldohlen ohne Platten.

V. Arbeitsleistungen und Kosten.

Der Tunnelbau ist rasch und ohne größere Unfälle vor sich gegangen. Der Tunnel konnte Anfang September 1912 nach 39 Monaten Bauzeit abgenommen werden. Er wurde gleichzeitig mit dem neuen Verschub- und Ortsgüterbahnhof Heidelberg am 1. März 1914 dem Betriebe übergeben und hat bei dem Aufmarsche und während des Krieges dadurch wertvolle Dienste geleistet, daß er den alten Personenbahnhof Heidelberg für den Militärverkehr betrieblich ausschaltete. Für den Vollausbruch eines 8 m langen Ringes wurden im Mittel gebraucht (siehe Abb. 12):

in der Lößstrecke	20	Arbeitstage zu 2 Schichten von je 11 Stunden,
in der Sandsteinstrecke	36	,,
in der Granitstrecke	39	,,

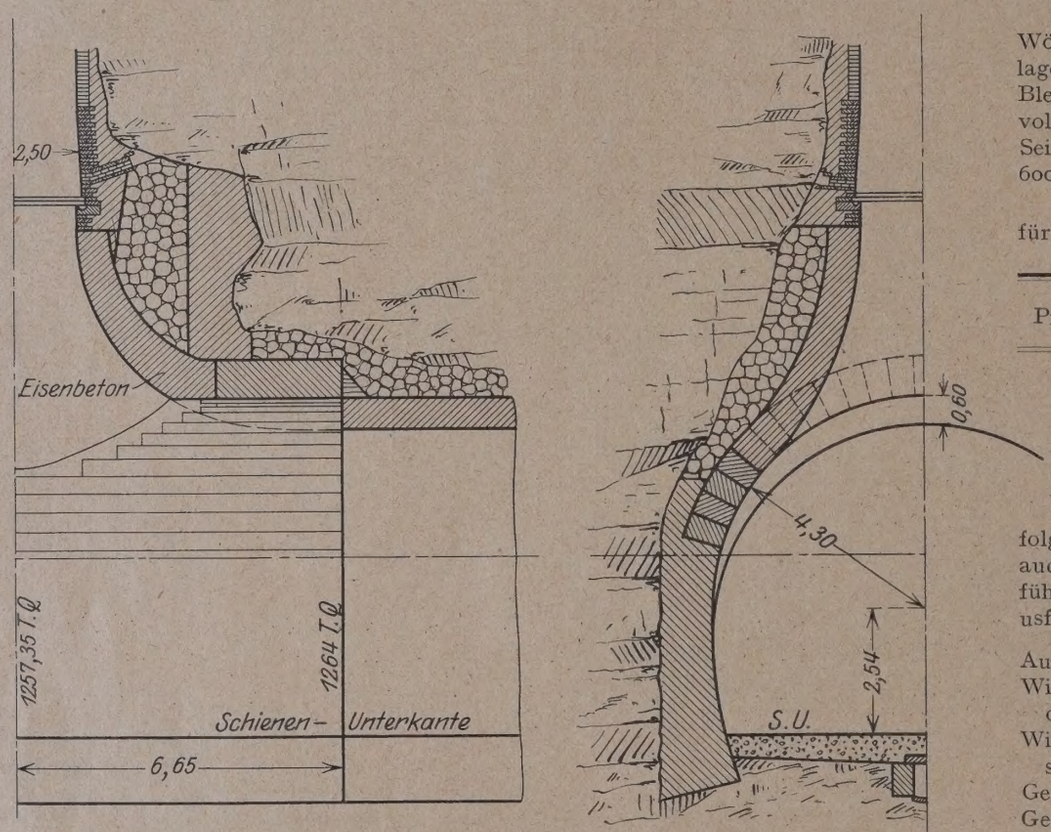


Abb. 11. Der untere Mund des Luftschachtes. Längs- und Querschnitt.

Für die Mauerung des Widerlagers und Gewölbes, aber ohne Tunneldohlen, waren nötig für einen Ring:

in der Lößstrecke	21	Arbeitstage zu 2 Schichten von 11 Stunden,
in der Sandsteinstrecke	17	,,
in der Granitstrecke	23	,,

Durch umfangreiche Aufschreibungen wurde festgestellt, daß für 1 m Tunnel in den verschiedenen Gebirgsstrecken folgender Arbeits- und Zeugaufwand als Mittelwert entstand:

1 m Vollausbruch		1 m Mauerung	
Hauer	25 Schichten	Maurer	13 Schichten
Schlepper	14 ,,	Handlanger	9 ,,
Sprengstoff	28 kg	Zement	39 Sack zu 50 kg
Sprengkapseln	74 Stück		

Im allgemeinen kamen auf 10 gelernte Hauer 13 Schlepper, und auf 10 Maurer 8 Handlanger und schließlich auf 10 Hauer etwa 4 Maurer.

Der Tunneldohlen wurde für sich ausgebrochen und gemauert. Als Tagesfortschritt wurde im Mittel beim Ausbruch 6,60 m und bei der Mauerung 10,90 m erzielt.

Der gemittelte Zeitaufwand für einen Ring von 8 m Länge beträgt:

	Vollausbruch	Mauerung	
in der Lößstrecke	20	21	Arbeitstage
in der Sandsteinstrecke	36	17	,,
in der Granitstrecke	39	23	,,

Zur Vollständigkeit seien die Leistungen im Stollenvortrieb noch hinzugefügt als Tagesmittel zweier 11 stündigen Schichten:

Westseite im Sandstein mit Preßlufthandbohrhammer 2,94 m,
Ostseite in Granit mit elektr. Ingersollstoßbohrmaschine 2,57 m.

Für den Tunnel wurden 17 200 cbm Wölbquader und 7500 cbm Widerlagervorsetzsteine sowie 10 400 qm Bleiblech verbraucht. Zur Zeit des vollen Betriebes waren auf beiden Seiten für den Tunnelbau etwa 600 Arbeiter beschäftigt.

Die vertraglichen Einheitspreise für den fertigen m Tunnel waren bei

Profil	Gewölbstärke, m	M.
1	0,50	1197,72
2	0,60	1307,15
3	0,70	1425,97
4	0,70	1642,60

Diesen Einheitspreisen lagen folgende Grundpreise unter, welche auch für außergewöhnliche Ausführungen wie Ringerweiterungen usf. galten:

Ausbruch für den cbm . . .	8 M.
Widerlagermauerwerk für den cbm	14 ,,
Widerlagersichtfläche Zuschlag für den qm. . . .	13 ,,
Gewölbe für den cbm . . .	64 ,,
Gewölbehinterpackung für den cbm	4,80 ,,
Bleiblechabdeckung für den qm	6 ,,

Die Mengen für die einzelnen Arbeitsgattungen waren für den Tunnel bei

Profil	Ausbruch cbm	Mauerung Widerlag. cbm	Mauerung Gewölbe cbm	Auspackung cbm	Abdeckung qm
1	69,5	7,9	5,8	5,3	10,2
2	71,8	8,8	7,0	5,4	10,4
3	74,8	9,5	8,3	6,5	10,6
4	82,7	9,0	8,3	9,6	10,6

Beton 1 : 7 für Sohlengewölbe 4,3 cbm und Sohlkämpferquader 1,3 cbm (siehe Abb. 8).

Für den m Tunneldohlen sind die Arbeitsmengen 0,8 cbm Ausbruch, 0,5 cbm Widerlagermauerwerk, 0,14 cbm Deckelquader, 0,45 qm Klinker. Der m Tunneldohlen kostete 42,54 M.

Für das Westportal wurde eine Bauschsumme von 18 000 M und für das Ostportal von 27 000 M bezahlt.

Allgemein kann gesagt werden, daß sämtliche Einheitspreise knapp bemessen waren und die Unternehmung sich nur durch ihre vorzügliche Baueinrichtung, Geschäftsgliederung, Baustofflieferung und den guten Baubetrieb vor Schaden bewahrt hat. Sie hatte für die Baueinrichtung und die erste der Bahnbauinspektion III Heidelberg ein Jahr lang, während der übrigen 2 Jahre der Verfasser den Bau geleitet, welche von dem Herrn Dipl.-Ing. Dr.-Ing. Boulanger und später von Herrn Alt unterstützt wurden.

Ein eigenartiger Zufall fügte es, daß die Unternehmung

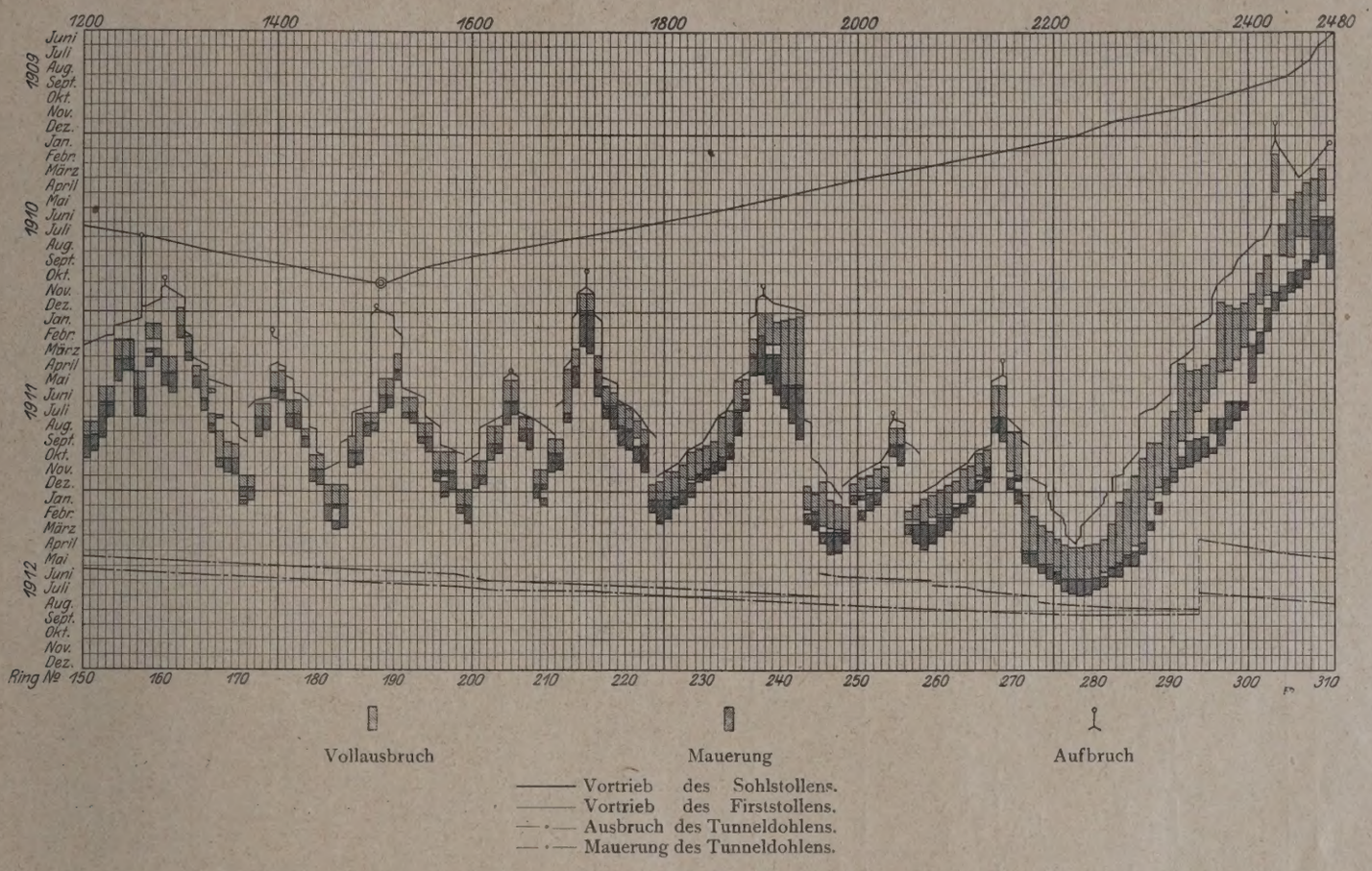


Abb. 12. Darstellung der Bauleistungen.

Hälfte der Bauausführung als selbständigen Vertreter Herrn Ingenieur Koch und die Herren Beuteführ und Nipkow, zum Schlusse Herrn Beuteführ allein. Bei der Bauverwaltung hatte unter dem damaligen Dienstvorstande, dem inzwischen verstorbenen bad. Baudirektor Herrn Geh. Oberbaurat Tegeler, Regierungsbaumeister Maaß als 2. Beamter und der Verfasser in den Jahren 1915 und 1916 beim Bau des 1640 m langen Geertunnels an der zweigleisigen Kriegsbahn Aachen—Tongeren die hier gemeinsam gesammelten Erfahrungen sofort gemeinsam weiter verwerten und in noch wesentlich größere Leistungen bei schwierigeren Zeitverhältnissen umsetzen konnten.

BEITRAG ZUR BERECHNUNG DES KONTINUIERLICHEN TRÄGERS.

Von Dr.-Ing. Josef Vinzenz, Chefkonstrukteur der Betonbauunternehmung Pittel & Brausewetter, Prag.

Es gibt wohl keinen Träger, dem soviele theoretische Arbeiten gewidmet werden, auch keinen Träger, mit dem sich der Eisenbetoningenieur so vertraut machen muß, wie den kontinuierlichen Träger. Die Kenntnis der Clapeyronschen Gleichungen und die praktische Beherrschung derselben ist dem modernen Techniker selbstverständlich, sie genügt ihm aber bei den großen Anforderungen, die an seine Leistungsfähigkeit gestellt werden, nicht. Er nimmt die mannigfachen Tabellenwerke zu Hilfe, um sich die Rechenarbeit zu erleichtern und Zeit zu gewinnen. Die Tafeln von Griot, von Lederer, die Winklerschen Tabellen verschiedener Hilfsbücher, die ganz vorzüglichen Tabellen im Deutschen Betonkalender sind seine unentbehrlichsten Hilfsmittel geworden. Durch Nutzbarmachung zweier, im folgenden mitgeteilten Eigenschaften der Stützenmomenteneinflußlinien des kontinuierlichen Trägers werden diese Tabellenwerke noch nützlicher erscheinen, indem sie auch für andere Belastungsarten brauchbar werden, für die die Tabellen vielleicht nicht angelegt sind. Das Endergebnis dieses Beitrages soll gleich vorangestellt sein, damit der Leser sofort die Nützlichkeit des Verfahrens erkenne. Die Beweisführung für die Exaktheit der Berechnungsmethode soll dann nachfolgen.

Aufgabe:

Es seien für irgend einen kontinuierlichen Träger mit gleichen oder ungleichen Feldern die Stützenmomente für Totalbelastung irgend eines Feldes mit gleichförmiger Last in der Form $M = m\,g\,l^2$ gegeben. Gefragt sei nach den

Stützenmomenten, hervorgerufen durch Belastung desselben Feldes mit einer zur Mitte dieses Feldes symmetrischen anderweitigen Belastung, z. B. (siehe Abb. 1):

1. durch 1 Einzellast P in Feldmitte,
2. durch 2 gleiche Lasten P in Träger-Drittelpunkten,
3. durch 3 gleiche Lasten P in Träger-Viertelpunkten,
4. durch 4 gleiche Lasten P in Träger-Fünftelpunkten,
5. durch allgemein beliebig viele gleiche Lasten P, durch welche das Feld in gleiche Teile geteilt wird (n Teile),
6. durch 2 gleiche Einzellasten P laut Abbildung,
7. durch 3 gleiche Einzellasten P laut Abbbildung,
8. durch 4 gleiche Einzellasten P laut Abbildung,
9. durch 2 gleiche Einzellasten P in beliebigen, aber gleichen Abständen von der Trägermitte bzw. den Stützen,

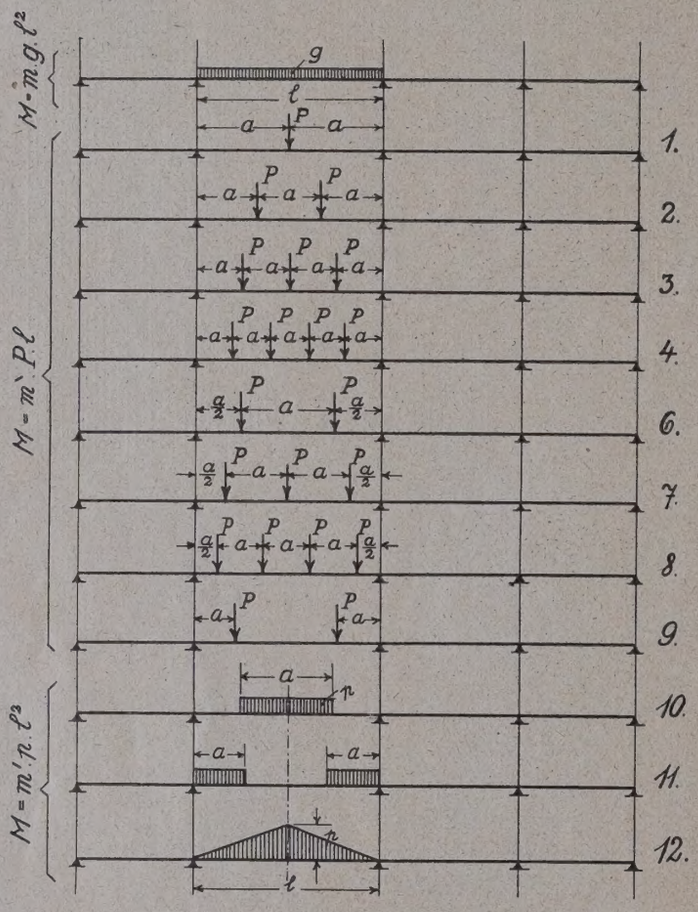


Abb. 1.

10. durch eine teilweise gleichförmige aber symmetrische Belastung des Feldes laut Abbildung,
11. durch eine teilweise gleichförmige, symmetrische Belastung des Feldes laut Abbildung,
12. durch eine stetige dreieckförmige Belastung des Feldes,

so lautet die Antwort:

Man erhält die betreffenden Stützenmomente ad 1 bis 9 in der Form $M = m' P l$, wenn statt m für totale Belastung des nun von P belasteten Feldes gesetzt wird:

ad 1) $m' = \frac{3}{2}$ m,

ad 2) $m' = \frac{8}{3}$ m,

ad 3) $m' = \frac{15}{4}$ m,

ad 4) $m' = \frac{24}{5}$ m,

ad 5) $m' = \frac{n^2 - 1}{n}$ m,

ad 6) $m' = \frac{9}{4}$ m,

ad 7) $m' = \frac{19}{6}$ m,

ad 8) $m' = \frac{33}{8}$ m (allgemein $m' = \frac{2n^2 + 1}{2n}$ m, wenn n die Anzahl der Lasten ist),

ad 9) $m' = 12\,\alpha\,(1 - \alpha)$ m, wenn $\alpha = \frac{a}{l}$ bedeutet,

und in der Form $M = m' p l^2$, wenn wieder statt m gesetzt wird:

ad 10) $m' = \frac{\alpha}{2}(3 - \alpha^2)$ m, wenn $\alpha = \frac{a}{l}$ bedeutet,

ad 11) $m' = \alpha^2 (6 - 4\,\alpha)$ m, wenn $\alpha = \frac{a}{l}$ bedeutet,

ad 12) $m' = \frac{5}{8}$ m.

m ist immer der aus dem Tabellenwerk bekannte oder durch Ableitung aus den Clapeyronschen Gleichungen selbst ermittelte Beiwert.

Vorteilhaft ist das Verfahren insbesondere bei gleichlangen Feldern, wenn gleichzeitig mehrere Felder belastet sind. Es gilt dann das oben Gesagte in derselben Weise. Wenn also z. B. das erste und dritte Feld eines kontinuierlichen Trägers mit 4 gleichen Stützweiten statt mit gleichmäßig verteilter Belastung p mit je 2 Einzellasten P laut Abb. 2 belastet sind, so ist jedes Stützenmoment sofort in der Form $M = m' P l$ gegeben, wenn in der Formel $M = m\,p\,l^2$, wie oben, m ersetzt wird durch m', hier $m' = \frac{8}{3}$ m.

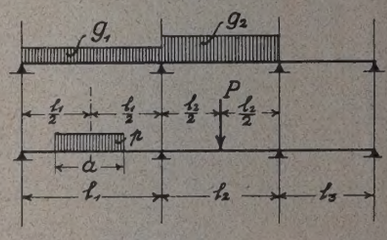


Abb. 3.

Bei kontinuierlichen Trägern mit verschiedenen Feldweiten muß man den gegebenen Belastungsfall durch Superposition aus einzelnen Belastungsfällen behandeln, z. B.:

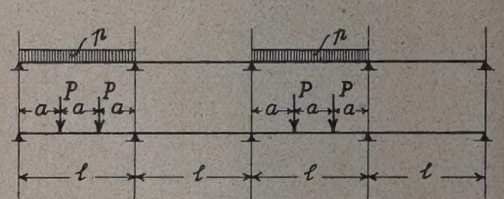


Abb. 2.

Bekannt seien die Stützenmomente infolge Belastung des ersten und zweiten Feldes des in Abb. 3 skizzierten Trägers mit g_1 und g_2 in der Form $M = m_1 g_1 l_1^2 + m_2 g_2 l_2^2$.

Für symmetrische Belastung des ersten Feldes mit teilweiser gleichförmiger Last p und des zweiten Feldes mit einer Einzellast P erhält man dann die entsprechenden Stützenmomente mit $M = m_1' p l_1^2 + m_2' P l_2$, worin nach oben zu setzen ist:

$$m_1' = \frac{\alpha}{2}(3 - \alpha^2)\, m_1 \text{ mit } \alpha = \frac{a}{l_1} \text{ und } m_2' = \frac{3}{2} m_2.$$

Man wird für die meisten in der Praxis vorkommenden ungleichen Felderteilungen selten Tabellenwerke zur Hand haben und wird hier gezwungen sein, die Formeln für die Stützenmomente sich selbst aus den Clapeyronschen Gleichungen zu verschaffen. Nachdem man aber nicht nur gleichförmige totale Belastung der einzelnen Felder, sondern auch teilweise oder totale Belastung nach Art 1—12 zu berücksichtigen haben wird, kommt unser Verfahren gerade in diesen Fällen mit großem Vorteil zur Anwendung, indem es jede

neuerliche Ableitung überflüssig macht, falls man sich nur einmal die Stützenmomente für totale gleichförmige Belastung jedes einzelnen Feldes ermittelt hat (Grundlösungen).

Beweis für die Exaktheit der Methode.

Die Einflußlinien für die Stützenmomente kontinuierlicher Träger bestehen aus einer Aufeinanderfolge von kubischen Parabeln von der allgemeinen Form:

$$M = C\,x\left(1 - \frac{x^2}{l^2}\right)$$

für die Endfelder (Wendepunkt übereinstimmend mit der Endstütze),

$$M = A\,x\,(l - x)(B - x)$$

für die Zwischenfelder (Wendepunkt innerhalb der Stützweite).

Jede dieser kubischen Parabeln hat nun folgende zwei Eigenschaften:

1. Die kubische Parabel ist flächengleich einer quadratischen Parabel, deren Scheitelordinate mit der Mittelordinate der kubischen Parabel übereinstimmt (siehe Abb. 4).
2. Die Differenzordinaten dieser beiden Parabeln gemessen in von der Mitte entgegengesetzt gleichen Abständen sind absolut genommen einander gleich.

Der Beweis ist einfach durch direkte Ausrechnung unter Anwendung der oben gegebenen Formeln zu führen. Durch Kenntnis dieser zwei Eigenschaften ist das vorangestellte Ergebnis dieses Beitrages beinahe von selbst erklärt. Aus der ersten Eigenschaft und mit Hilfe der aus Tabellenwerken oder Ableitung bekannten Beiwerte m ergibt sich die Möglichkeit, die Mittelordinate der kubischen Parabel bzw. die Pfeilhöhe der entsprechenden quadratischen Parabel zu berechnen. Bezeichnen wir die Parabelfläche innerhalb l (siehe Abb. 5) mit F, so muß

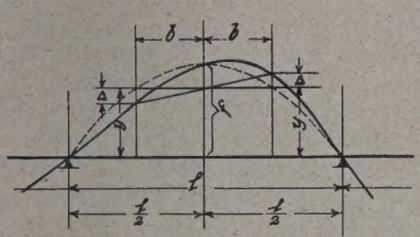


Abb. 4.

$$F p = \frac{2}{3} f l p = m p l^2,$$

sodaß

$$f = \frac{3}{2} l m.$$

Für eine Einzellast P in Mitte desselben Feldes von der Spannweite l ist daher das betreffende Stützmoment:

$$M = P f = \frac{3}{2} m P l = m' P l,$$

wenn $m' = \frac{3}{2} m$ gesetzt ist.

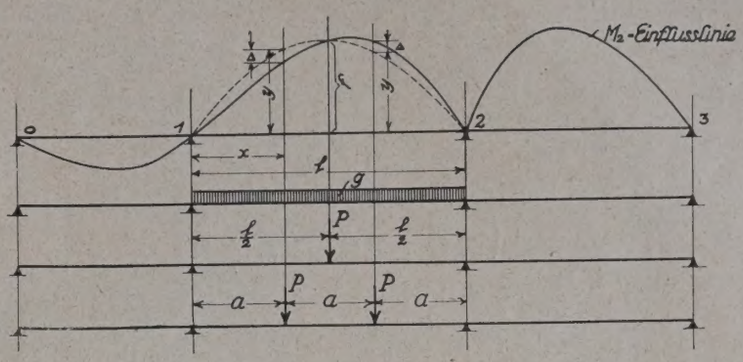


Abb. 5.

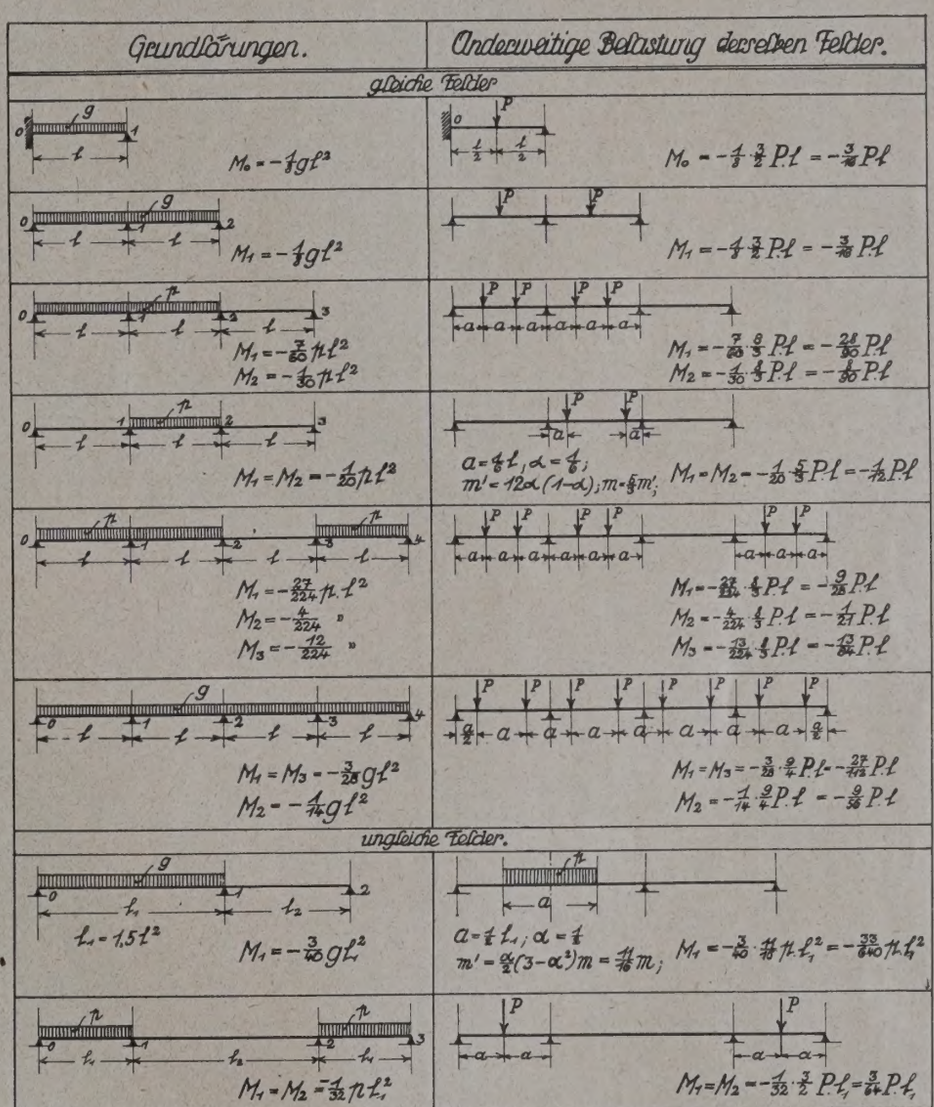


Abb. 6.

Die zweite Eigenschaft ermöglicht es, für beliebige aber zur Mitte eines Feldes symmetrische Belastung die Stützenmomente in der eingangs beschriebenen Art zu bestimmen. Z. B. wäre für 2 Einzellasten in Drittelpunkten des Feldes das betreffende Stützenmoment zu bestimmen durch Auswertung der zugehörigen Einflußlinie mit

$$M = P\,(y - \Delta + y + \Delta) = 2\,P\,y,$$

y ist aber berechenbar aus der Gleichung der Parabel

$$y = \frac{4\,f}{l^2}\,x\,(l - x).$$

Für $x = \frac{1}{3}$ folgt $y = \frac{8}{9} f$ und daher:

$$M = \frac{16}{9} P f = \frac{8}{3} m P l = m' P l,$$

wenn $m' = \frac{8}{3} m$ gesetzt wurde.

Für drei Einzellasten in Viertelpunkten ist analog:

$$M = P\left(f + 2 \cdot \frac{3}{4} f\right) = \frac{15}{4} m P l = m' P l,$$

wenn $m' = \frac{15}{4} m$ gesetzt wurde.

Auf dieselbe Weise sind die oben für andere Belastungsfälle ermittelten Beiwerte m′ abgeleitet. Das für Anwendung des Verfahrens bei gleichzeitiger Belastung mehrerer Felder oben Gesagte bedarf wohl keiner weiteren Erklärung.

Zur Illustrierung des Verfahrens ist im Folgenden eine Beispielsammlung gegeben, in welcher den Stützenmomenten infolge gleichmäißg verteilter Belastung (Grundlösungen) die Stützenmomente infolge anderweitiger Belastung derselben Felder gegenüber gestellt sind (siehe Seite 697).

Ein Grenzfall des kontinuierlichen Trägers ist der beiderseits eingespannte und der einerseits eingespannte, anderseits freiaufliegende Träger. Das Verfahren muß auch hier seine Gültigkeit bewahren, weil die Einflußlinien durch die Einspannmomente in diesen beiden Fällen ebenfalls durch kubische Parabeln dargestellt sind.

Z. B.: Für gleichmäßig verteilte Totalbelastung des beiderseits eingespannten Trägers ist das Stützenmoment $M = -\frac{1}{12} g l^2$, für Belastung durch drei gleiche Einzellasten P in Viertelpunkten erhält man daher das Stützenmoment mit

$$M = m' P l = -\frac{5}{16} P l,$$

wenn für m′ nach oben gesetzt wird:

$$m' = \frac{15}{4} m = -\frac{15}{4} \cdot \frac{1}{12} = -\frac{5}{16}.$$

Zusammenfassung: Das hier entwickelte Verfahren zeigt, wie man mit Hilfe der für gleichmäßige Totalbelastung der Felder des kontinuierlichen Trägers bekannten oder ermittelten Stützenmomente auch den Einfluß anderweitiger feldsymmetrischer Belastung ohne besondere Zwischenrechnung direkt angeben kann. Es wird daher bestehende Tabellenwerke, die nur für gleichmäßige Belastung angelegt sind, für vielseitige Verwendung nutzbarmachen, anderseits die Anlage neuer Tabellen wesentlich erleichtern.

BEITRAG ZUM VERHALTEN VON EISENBETONKONSTRUKTIONEN IM SCHADENFEUER.

Von Dipl.-Ing. Willy Obrist, Budapest.

Am 21. März brach in der ehemaligen Flugzeugfabrik in Albertfalva bei Budapest ein Schadenfeuer aus, dem ein größerer Teil der umfangreichen Anlage zum Opfer fiel.

Die Werkstätten bestehen aus Shedbauten mit schmieeiserner Tragkonstruktion und hölzerner Dachhaut, mit Dachpappe eingedeckt und mit 3 cm starker verputzter Korkunterdecke isoliert; Umfassungs- und Zwischenmauern bestehen aus Ziegelmauerwerk. Die ebenfalls gemauerten Hangars sind mit eisernen Dachkonstruktionen und ebenfalls hölzerner Dachhaut und verputzter Korkunterdecke ausgeführt.

An die Werkstätten schließt sich das Direktionsgebäude an, welches (vergl. Abb. 1) mit Ausnahme des Dachstuhles, ganz massiv in Ziegelmauerwerk und Eisenbeton projektiert war. Anläßlich des politischen Zusammenbruches im Herbst 1918 wurde der Bau eingestellt, und seit dieser Zeit steht das halbfertige Objekt, wie Abb. 2 zeigt, unbenutzt und soll erst zu einem späteren Zeitpunkt vollendet werden.

Das Feuer brach in der Tischlerei aus, fand in den Werkstätten reichlich Nahrung und breitete sich rasch über das Dach auf die benachbarten Werkstätten und einen Teil der Hangars aus.

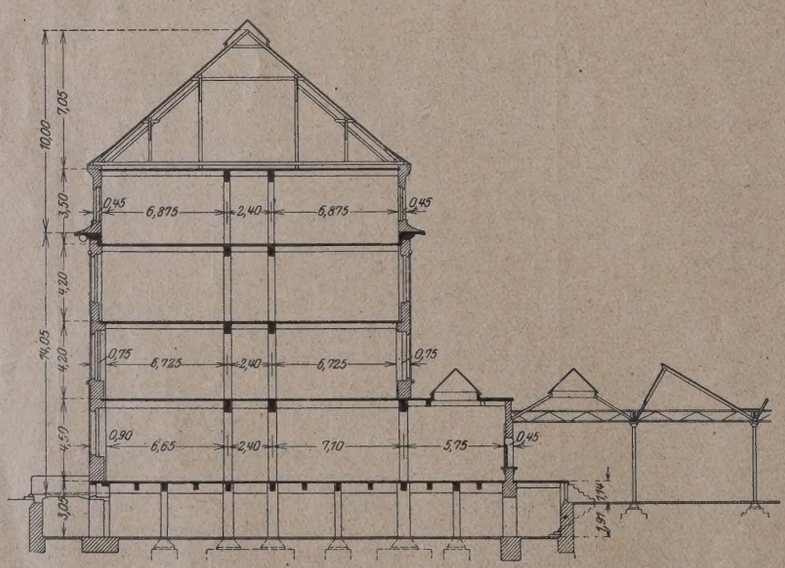


Abb. 1.

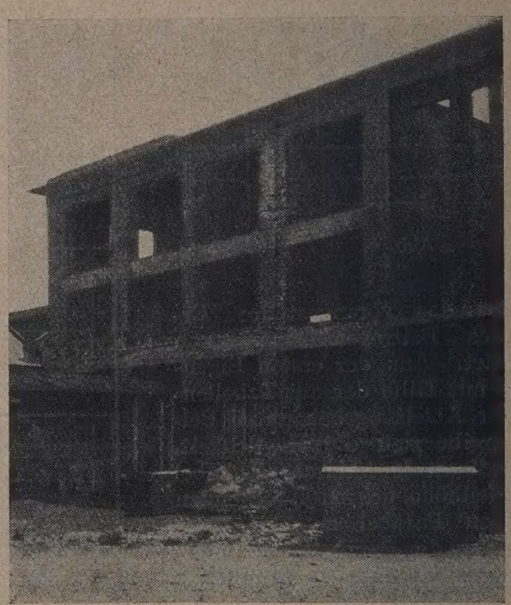


Abb. 2.

Die ausgeknickten Säulen und Träger, die zum Teil abgestürzten Binder der Hangars, mit geschmolzenem Drahtglas überzogen, lagen in wildem Durcheinander und zeigen das bekannte Bild derartiger Brandstellen.

Erwähnenswert ist das günstige Verhalten der Kork-

isolierung, welche soweit Schutz vor den brennenden Dächern bot, daß darunter die fertigen Waren und Maschinen gerettet werden konnten. Erst nachdem die Dachkonstruktion eingestürzt war, fingen die Korkplatten Feuer und verbrannten selbstredend mit dem Holz des Daches und der Dachpappe.

Die Löschaktion war dem Feuer gegenüber ziemlich ohnmächtig und der Brand konnte erst nach mehreren Stunden lokalisiert werden. Trotz Windstille, wahrscheinlich infolge der enormen Hitze, schlug das Feuer durch die noch unverglasten Oberlichte auf die im Erdgeschoß des Direktionsgebäudes aufgestapelten hölzernen Türen und Fenster über, welche offenbar wegen Wassermangels nicht gelöscht wurden und restlos niederbrannten.

Die bis zur Decke aufgehäuften mit Firnis gestrichenen Holzwaren brannten einem Scheiterhaufen gleich und traten infolgedessen außergewöhnlich hohe Temperaturen auf, unter deren Wirkung die Eisenbetonkonstruktionen teilweise wesentlich Schaden litten.

Umfangreiche Brandproben wie auch die verschiedenen Mitteilungen über Beobachtungen bei Schadenfeuern haben in den letzten Jahren über das Verhalten von Eisenbetonkonstruktionen und deren Feuersicherheit sehr wünschenswerten Aufschluß gegeben. Kein Versuch wird aber über diese Frage so weitgehende Auskunft geben können, wie die Beobachtung bei Feuersbrünsten, und deshalb wird es von allseitigem Interesse sein, über die vorliegenden Beobachtungen zu berichten und diese zu diskutieren.

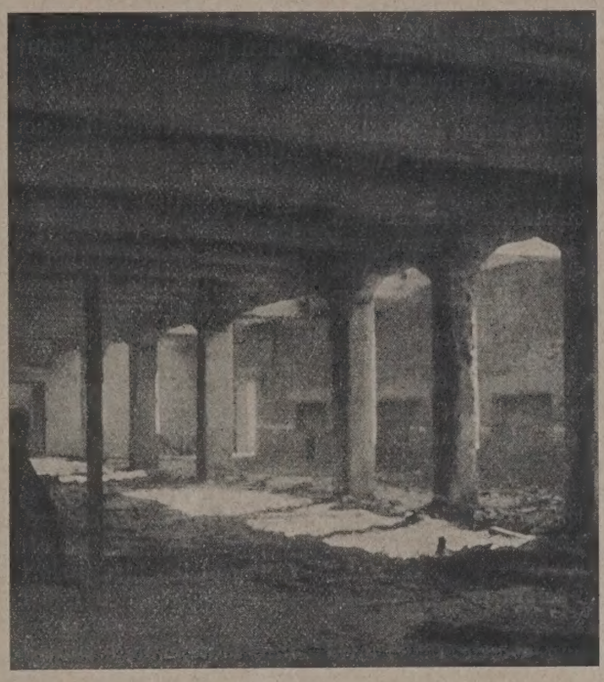


Abb. 3.

Da bekanntlich die Durchbildung der Konstruktionen für das Verhalten derselben im Feuer von besonderer Bedeutung ist[1]), soll erwähnt werden, daß es sich hier um normale continuierlich durchgeführte Platten-Balken handelte. diesen Bauteil unternommen wurde, sind diese Absplitterungen nur auf die infolge Erwärmung sich ausbiegenden Armierungen und nicht etwa auf den Spritzenstrahl zurückzuführen. Auch die sprengende Wirkung infolge des Verdampfens von eingeschlossenem Wasser kommt hier nicht in Frage, da die Konstruktionen vor Witterungseinflüssen geschützt, schon seit 2½ Jahren stehen. Der Umfang dieser Absplitterungen ist an den einzelnen Stellen ganz verschieden und hängt jedenfalls auch sehr viel von der Struktur des Betons ab.

Durch das Abspringen der äußeren Betonschicht werden die Stützenquerschnitte der Balken sowie auch die Säulenquerschnitte etwas reduziert, dadurch die spezifischen Beanspruchungen größer, keinesfalls aber so groß, daß infolgedessen die Standfestigkeit des Bauwerkes leiden würde. In den Balkenmitten leidet durch die Absplitterungen wohl der Verbund, bei entsprechender Verankerung der Längsarmierung durch Aufbiegungen und Endhaken und gebräuchlicher Bügelarmierung kann sich auch dadurch keine Gefährdung des Objektes ergeben.

Die Kellerdecke ist an und für sich unversehrt geblieben, nur der Zementestrich ist stellenweise unter dem Einfluß der Hitze aufgeplatzt und die einzelnen Bruchstücke stehen 20—30 cm hoch gegeneinander aufgerichtet.

Abweichend von anderweitigen Beobachtungen ist das Verhalten der Platten in der Decke über dem Erdgeschoß.

Offenbar an den Stellen der höchsten Temperaturen sind die Platten zwischen den Rippen nach oben aufgebrochen und haben sich demgemäß längs der Hauptträger auch von diesen getrennt.

Die Zerstörung der Platten ist in Abb. 4 dargestellt und der Bruch bildet an drei Stellen die Regel, während die Platte

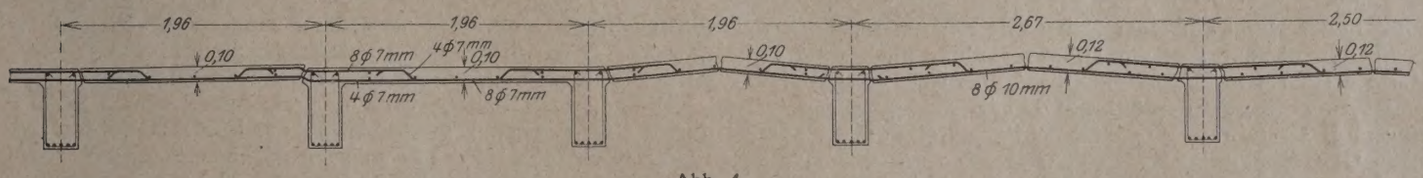


Abb. 4.

Die Eisenbetonarbeiten wurden nach den Plänen des Verfassers von der Baufirma Johann David und Sohn Budapest ausgeführt und wurden zur Betonbereitung Donauschotter und Portlandzement aus der Fabrik Felsö-Galla der Allgemeinen Ungarischen Kohlenbergbau A. G. (ein bekannt erstklassiges Fabrikat) im Mischungsverhältnis 1:5 (300 kg Portl.-Zem. per m³ Beton) verwendet. Übereinstimmend mit allen bisherigen Beobachtungen ist auch hier die Betonschale außerhalb der Armierung insbesondere an den Trägerböden und an den Säulen, weniger an den Platten abgeplatzt (vgl. Abb. 3). Da, wie erwähnt, keinerlei Löschaktion gegen nur an einer Stelle im Ganzen (offenbar bei einer Arbeitsfuge) von den Trägern abgetrennt wurde.

Diese Schäden sind zweifellos von größerer Bedeutung als die äußerlichen Absplitterungen, da dadurch der Plattenbalken seinen Zusammenhang verloren und damit einen bedeutenden Teil seiner Tragfähigkeit eingebüßt hat. Im vorliegenden Falle, wo es sich um unbelastete Konstruktionen handelt, sind die Rippen auch ohne Mitwirkung der Platte tragfähig, in normalen Fällen, wo es sich um ausgebaute und voll belastete Objekte handelt, könnte eine derartige Zerstörung der Platten wohl den Einsturz der fraglichen Teile bedingen.

Die Ursache dieser Brucherscheinungen liegt zweifellos in sehr hohen Temperaturen; besser gesagt in sehr hohen

[1]) Beim Brand der Edison-Phonographen-Werke in West-Orange N. Y. sind fast sämtliche Eisenbetondielen ausgeknickt, weil keine Bügel vorhanden waren (vergl. Beton u. Eisen 1915).

Temperaturdifferenzen zwischen den Platten und den Hauptträgern. Da das Feuer in der mittleren Partie des rückwärtigen Traktes am heftigsten wütete, ist dieser Teil der Decke am meisten erhitzt worden, während die seitlichen Teile weniger hohe Temperaturen aufgewiesen haben. Die Hauptträger haben sich einesteils aus diesem Grunde, anderenteils wegen der größeren Massen weniger erwärmt und demnach haben die die mittleren Platten umgebenden Konstruktionen die Ausdehnung derselben nicht in vollem Maße mitgemacht.

Die behinderten Dehnungen in den Platten bedingten derartig hohe Spannungen, daß die Druckfestigkeit des Betons, insbesondere aber die Knickfestigkeit der dünnen Platte vielfach überschritten wurde und dieselbe demnach ausknickte. Der dreiteilige Bruch der Platte ist leicht erklärlich, da ein nach oben wirkendes Biegungsmoment nicht aufgenommen werden konnte.

Rechnerisch lassen sich die aufgetretenen Spannungen natürlich nur schätzungsweise ermitteln. Legt man eine Temperaturdifferenz zwischen Hauptträger und Platte von 300^0 C zugrunde, so ergibt sich daraus eine Druckspannung.

$$\sigma_0 = \alpha\, t\, E = 0{,}000\,012 \cdot 300 \cdot 200\,000 = 720 \text{ kg/cm}^2,$$

was ungefähr dem 2,4-fachen Druckfestigkeitswert entspricht.

Für einen Wert von 300 kg/cm² Druckfestigkeit errechnet sich für die vorliegende Platte mit 12 cm Stärke und eingespannten Enden eine Knickfestigkeit:

$$\sigma_k = \frac{\sigma_b}{1 + 0{,}0001 \frac{l^2}{i^2}} = 270 \text{ kg/cm}^2,$$

so daß die oben errechnete Spannung ungefähr den 2,7-fachen Wert der Knickfestigkeit ausmacht.

Eine obere durchgehende Armierung würde die Platte allerdings auch nach oben biegungsfest machen, die Erhöhung der Knicksicherheit wäre aber wegen des fehlenden Querverbandes der Armierung nicht bedeutend.

Im Vergleich mit der einschlägigen Literatur, welche mit Rücksicht auf die glücklicherweise immer seltener werdenden Schadenfeuer größeren Umfanges eben sehr spärlich ist, muß hervorgehoben werden, daß die Zerstörung der Platten als vereinzelter Fall angesprochen werden kann, während die Absplitterungen außerhalb der Armierungen ausnahmslos wahrzunehmen sind.

Der Umstand, daß die Konstruktionen noch unverputzt waren, hat zweifellos die schädliche Wirkung des Feuers begünstigt, denn speziell bei der Kellerdecke welche natürlicherweise weniger erhitzt wurde, bildete der Glattstrich doch einen bedeutenden Schutz der Eisenbetonkonstruktion gegen das Feuer.

Zusammenfassend kann also gesagt werden, daß die Eisenbetonkonstruktionen teilweise leichten, andernteils derartigen Schaden gelitten haben, daß eine Erneuerung einzelner Bauteile jedenfalls notwendig wird. Absolute Feuersicherheit ist bekanntlich auch bei Eisenbetonbauten nicht zu erreichen, jedenfalls aber können an diese in bezug auf Widerstandsfähigkeit gegen Feuer die höchsten Anforderungen gestellt werden, da die Standsicherheit derselben alle anderen Bauweisen weit übertrifft. Der vorliegende Fall beweist deutlich, inwiefern der Eisenbeton dem Feuer Widerstand zu leisten fähig ist und wie sehr die Beschränkung des Feuerherdes infolge der Feuersicherheit der Tragkonstruktionen gesichert sowie die Durchführung einer Löschaktion durch die weitestgehende Standsicherheit der Bauteile gewährleistet wird.

Die Ansicht, daß ein Eisenbetonbau absolut feuersicher sei, ist jedenfalls ebenso unzutreffend, wie die Auffassung der Versicherungsgesellschaften, nach welcher ein Eisenbetonbau genau gleich klassifiziert wird wie jedes andere Bauwerk mit massiven Wänden und als feuersicher geltende Dachdeckung.

Im Interesse der Eisenbetonbauweise liegt es ebenso, ihre Mängel und Unvollkommenheiten kennen zu lernen und dadurch künftighin denselben Rechnung tragen zu können, wie auch denjenigen Auffassungen entgegenzutreten, welche ihr in ihrer Entwicklung noch hindernd im Wege stehen.

BERECHNUNG DER BEANSPRUCHUNG GRÖSSERER EBENER BEHÄLTERBÖDEN WÄHREND DER AUFSTELLUNGSARBEITEN.

Von Dipl.-Ing. Ruchholtz, Sterkrade.

Die Behälter für Öle, Benzol, Petroleum, Dieselöle usw. stehen in der Regel auf einer festen Unterlage aus Beton oder Eisenbeton, die zur besseren Druckverteilung auch wohl mit einer 1,0 bis 1,5 m hohen Sandschicht überdeckt ist. Hierauf kommt zum Schutze des äußeren Behälterbodens gegen eindringendes Grundwasser oder Feuchtigkeit eine 1 bis 2 cm starke Gußasphaltschicht.

Der Behälterboden ruht also nach der Aufstellung gleichmäßig auf der ganzen Grundfläche, so daß die in dem Behälter befindliche Flüssigkeit bei einem gleichmäßigen Druck auf dem Behälterboden auch eine gleichmäßig verteilte Belastung der Fundamentoberfläche hervorruft.

Die Fundamente selbst sind dabei so stark auszuführen, daß die zulässige Bodenpressung nicht überschritten wird und Ungleichmäßigkeiten des Untergrundes durch ausreichende Biegungssicherheit der Fundamentplatte Rechnung getragen wird.

Der Behälterboden wird auf einer vollständig ebenen Zulage zusammengebaut, vernietet und die Fugen werden verstemmt. Diese Zulage muß etwa 1,50 m hoch über Fundamentoberfläche sein, damit die Arbeiter für die Niet- und Stemmarbeiten die untere Bodenfläche an allen Stellen bequem erreichen können. Nachdem der erste Schuß der Mantelfläche angeschlossen, vernietet und verstemmt ist, kann die Dichtigkeitsprobe erfolgen.

Nach erfolgter Dichtigkeitsprobe und den etwa noch erforderlichen Nacharbeiten wird der Behälterboden zusammen mit dem ersten Schuß der Mantelfläche auf die vorher ganz eben gestaltete Fundamentoberfläche abgelassen.

Zu diesem Zwecke wird der Behälterboden zunächst durch eine genügend große Anzahl von Pumpen, die am Rande unter dem Mantel in gleichen Abständen angreifen, so weit gehoben, daß sich der Boden von der Zulage an allen Stellen abhebt. Die Träger, Schienen oder Balken der Zulage mit den zugehörigen Böcken können dann entfernt werden. Die Absenkung des Bodens kann dann bis auf die Oberfläche der Fundamente erfolgen, wobei zum Schluß die Winden in Nischen des Fundamentes abgelassen werden müssen. Diese Nischen werden nach erfolgter vollständiger Absenkung und nach der Entfernung der Pumpen geschlossen.

Beim Absenken ruht also die ganze Bodenplatte nur durch ihr Eigengewicht belastet zusammen mit dem ersten Mantelschuß nur auf dem Umfange auf.

Es handelt sich also hier statisch um die gleichmäßige Belastung einer kreisrunden, am Umfange durch einen Ring verstärkten und hier gleichmäßig unterstützten Scheibe.

Die für diese Art der Belastung von Grashof ermittelten Gleichungen können aber für den vorliegenden Fall nicht benutzt werden, weil es sich hier nicht um biegungssichere

Scheiben, sondern um sehr dünne Scheiben handelt, die nicht in der Lage sind, Biegungsbeanspruchungen aufzunehmen.

Es treten hier folgende statischen Verhältnisse auf:

Die frei auf ihrem Umfange aufruhende Platte beult sich durch ihre eigene Belastung nach unten aus. Diese ausgebeulte Fläche erhält durch die Seilwirkung Zugspannungen, die durch den äußeren Ring (der untere Schuß der Mantelfläche) aufgenommen werden. Bei der im Verhältnis zur Größe der Scheibe sehr geringen Durchbiegung kann die ausgebeulte Fläche (Seilfläche) mit ausreichender Genauigkeit entweder als Kugel- oder Paraboloidfläche betrachtet werden.

Bezeichnungen:

Dicke	des Bodens	$= \delta$ in cm
Halbmesser		$= r$ „ „
Belastung		$= p$ „ kg/cm²
Pfeilhöhe		$= f$ „ cm
Krümmunghalbmesser		$= R$ „ „
Fläche des Verstärkungsringes		$= F_r$ „ cm²
Auftretende Beanspruchungen in der Ringfläche		$= \sigma_r$
im Boden		$= \sigma$ „ kg/cm²
Belastung der Ringfläche		$= U = F_r \sigma_r$ in kg
Umfang der Ringfläche		$= u = 2 r \pi$ in cm
Elastizitätszahl		$= E$ in kg/cm²
Querdehnungszahl		$= m = {}^3/_{10}$
Länge des Bogens des senkrechten Mittelschnittes mit der Sehne 2 r und der Pfeilhöhe f		$= l$ in cm

Dann ergibt sich die Beanspruchung des nach einer Kugelschale gekrümmten Bodens:

$$\sigma = \frac{R p}{2 \delta} \quad [1] \quad \ldots\ldots\ldots\ldots (1$$

Auf den Ring der Kreisfläche wirkt dann eine nach innen gerichtete Mittelpunktsbelastung von $\sigma \delta$, die eine Belastung der Ringfläche hervorruft von

$$U = -\sigma \delta r, \quad \ldots\ldots\ldots\ldots (2$$

wobei die Beanspruchung der Ringfläche beträgt

$$\sigma_r = \frac{U}{F_r} = -\sigma \cdot \frac{\delta r}{F_r} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots (3$$

Diese Beanspruchung erzeugt eine elastische Längenänderung des Ringumfanges von

$$\Delta u = u \cdot \frac{\sigma_r}{E} = -2 r \pi \cdot \frac{\sigma}{E} \cdot \frac{\delta r}{F_r} = -2 \pi \cdot \frac{\sigma}{E} \cdot \frac{\delta r^2}{F_r} \quad \ldots (4$$

Gleichzeitig entsteht hierdurch eine Längenänderung des Kreishalbmessers von

$$\Delta r = -\frac{\sigma}{E} \cdot \frac{\delta r^2}{F_r} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots (5$$

Nun gilt für den lotrechten Mittelpunktsschnitt durch die Seilfläche als flache Parabel:

$$2 R f = (r + \Delta r)^2 = \sim r^2 + 2 r \Delta r = r^2 \left(1 - 2 \frac{\sigma}{E} \cdot \frac{\delta r}{F_r}\right) \ldots (6$$

Setzt man in dieser Gleichung für R den Wert aus Gl. (1) ein, so entsteht:

$$4 \cdot \frac{\sigma \delta f}{p} = r^2 \left(1 - 2 \frac{\sigma}{E} \cdot \frac{\delta r}{F_r}\right)$$

oder

$$f = \frac{r^2 p}{4 \sigma \delta} \left(1 - 2 \cdot \frac{\sigma}{E} \cdot \frac{\delta r}{F_r}\right) \quad \ldots\ldots\ldots (7$$

Die Länge des flachen Bogens des Mittelschnittes ist:

$$l = 2 (r + \Delta r) + \frac{4}{3} \cdot \frac{f^2}{r + \Delta r} = 2 r - 2 \cdot \frac{\sigma}{E} \cdot \frac{\delta r^2}{F_r} + \frac{4}{3} \cdot \frac{f^2}{r - \frac{\sigma}{E} \cdot \frac{\delta r^2}{F_r}}$$

$$= 2 r \left(1 - \frac{\sigma}{E} \cdot \frac{\delta r}{F_r}\right) + \frac{4}{3} \cdot \frac{f^2}{r \left(1 - \frac{\sigma}{E} \cdot \frac{\delta r}{F_r}\right)} \quad \ldots\ldots\ldots (8$$

[1] Hütte, I. Aufl. 1905, Seite 459.

Mit Einsetzung des Wertes von f aus Gl. 7) in diese Gleichung erhält man:

$$l = 2 r \left(1 - \frac{\sigma}{E} \cdot \frac{\delta r}{F_r}\right) + \frac{1}{12} \cdot \frac{r^3 p^2}{\sigma^2 \delta^2} \cdot \frac{\left(1 - 2 \frac{\sigma}{E} \cdot \frac{\delta r}{F_r}\right)^2}{1 - \frac{\sigma}{E} \cdot \frac{\delta r}{F_r}}$$

$$= 2 r \left[1 - \frac{\sigma}{\varepsilon} \cdot \frac{\delta r}{F_r} + \frac{1}{24} \left(\frac{r p}{\sigma \delta}\right)^2 \cdot \frac{1 - 4 \frac{\sigma}{E} \cdot \frac{\delta r}{F_r}}{1 - \frac{\sigma}{E} \cdot \frac{\delta r}{F_r}}\right]$$

$$= \sim 2 r \left[1 - \frac{\sigma}{E} \cdot \frac{\delta r}{F_r} + \frac{1}{24} \left(\frac{r p}{\sigma \delta}\right)^2 \cdot \left(1 - 3 \frac{\sigma}{E} \cdot \frac{\delta r}{F_r}\right)\right] \quad \ldots (9$$

Die Länge des Bogens entspricht aber der Länge des Kreisdurchmessers einschl. seiner elastischen Längenänderung, also ist

$$l = d + \Delta d = d \left(1 + \frac{\Delta d}{d}\right) = 2 r \left(1 + \frac{\sigma_x}{E} - \frac{\sigma_y}{m E}\right) \quad \ldots (10$$

wobei für einen unendlich schmalen Meridialstreifen der Seilfläche σ_x die Hauptspanung und σ_y die Querspannung bedeuten. Bei einer durch den Flächendruck p belasteten Kugelschale ist aber:

$$\sigma_x = \sigma_y = \sigma \quad \ldots\ldots\ldots\ldots (11$$

und für $m = {}^{10}/_3$ gilt:

$$l = 2 r \left[1 + \frac{\sigma}{E} \left(1 - \frac{3}{10}\right) = 2 r \left(1 + 0{,}7 \cdot \frac{\sigma}{E}\right)\right] \quad \ldots (12$$

Aus den Gleichungen (9) u. (12) entsteht dann:

$$2 r \left(1 + 0{,}7 \cdot \frac{\sigma}{E}\right) = 2 r \left[1 - \frac{\sigma}{E} \cdot \frac{\delta r}{F_r} + \frac{1}{24} \left(\frac{r p}{\sigma \delta}\right)^2 \cdot \left(1 - 3 \frac{\sigma}{E} \cdot \frac{\delta r}{F_r}\right)\right]$$

oder

$$0{,}7 \cdot \frac{\sigma}{E} + \frac{\delta r}{F_r} \cdot \frac{\sigma}{E} = \frac{1}{24} \left(\frac{r p}{\sigma \delta}\right)^2 - \frac{p^2 r^3}{8 \delta F_r E \sigma} \quad \ldots (13$$

und

$$\sigma^3 + \sigma \frac{p^2 r^3}{5{,}6 \delta F_r \left(1 + \frac{10}{7} \cdot \frac{\delta r}{F_r}\right)} = E \frac{r^2 p^2}{16{,}8 \delta^2 \left(1 + \frac{10}{7} \cdot \frac{\delta r}{F_r}\right)} \quad \ldots (14$$

Setzt man in diese Gleichung die Werte ein von

$$a^2 = \frac{p^2 r^3}{5{,}6 \delta F_r \left(1 + \frac{10}{7} \cdot \frac{\delta r}{F_r}\right)} \quad \ldots\ldots\ldots (15$$

und

$$c = \frac{E F_r}{3 r \delta}, \quad \ldots\ldots\ldots\ldots (16$$

so ist

$$\sigma^3 + \sigma a^2 - a^2 c = 0 \quad \ldots\ldots\ldots\ldots (17$$

Hieraus ergibt sich nach der Cardanischen Formel:

$$\sigma = \sqrt[3]{\frac{a^2 c}{2} \left(1 + \sqrt{1 + \frac{1}{3} \left(\frac{2 a}{3 c}\right)^2}\right)} + \sqrt[3]{\frac{a^2 c}{2} \left(1 - \sqrt{1 + \frac{1}{3} \left(\frac{2 a}{3 c}\right)^2}\right)} \quad (18$$

wo

$$a^2 c = \frac{E}{16{,}8 \left(1 + \frac{\delta r}{0{,}7 F_r}\right)} \left(\frac{r p}{\delta}\right)^2 \quad \ldots\ldots\ldots (19$$

und

$$\frac{1}{3} \left(\frac{2 a}{3 c}\right)^2 = \frac{\delta p^2 r^5}{4{,}2 E^2 F_r^3 \left(1 + \frac{\delta r}{0{,}7 F_r}\right)} \quad \ldots\ldots\ldots (20$$

Dieser Wert kann aber, wie aus nachstehendem Beispiel zu ersehen ist, gegenüber der Größe 1, mit der er als Summand unter der Wurzel steht, als verschwindend kleiner Ausdruck vernachlässigt werden.

Es handle sich z. B. um einen Behälter mittlerer Größe von 3000 cbm Inhalt mit einem Durchmesser von 20 m, einer Höhe von 10 m und einer Bodenstärke von 8 mm, dann ist

r	$= 1000$ cm	$= 10^3$
δ	$= 0{,}8$ „	$= 8 \cdot 10^{-1}$
p	$= 0{,}0068$ kg/cm²	$= 6{,}8 \cdot 10^{-3}$
F_r	$= 100$ cm²	$= 10^2$
E	$= 2\,150\,000$ kg/cm²	$= 2{,}15 \cdot 10^6$.

Dann ergibt sich

$$\frac{1}{3}\left(\frac{2a}{3c}\right)^2 = \frac{1 \cdot 8 \cdot 6{,}8^2}{4{,}2 \cdot 1 \cdot 2{,}15^2} \cdot \frac{1}{1 + \frac{0{,}8 \cdot 1000}{0{,}7 \cdot 100}} \cdot \frac{10^{18} \cdot 10^{-1} \cdot 10^{-6}}{10^6 \cdot 10^{12}}$$

$$= 1{,}67 \cdot 10^{-7} = 0{,}000\,000\,167.$$

Aus Gl. (18) ergibt sich dann für σ der Wert von:

$$\sigma = \sqrt[3]{a^2 c} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad (21$$

und nach Gl. (19)

$$\sigma = 0{,}39 \sqrt[3]{\frac{E}{1 + \frac{\delta r}{0{,}7 F_r}} \left(\frac{rp}{\delta}\right)^2} \quad \ldots\ldots\ldots \quad (22$$

Wird die Verkürzung des Ringes vernachlässigt und $F = \infty$ gesetzt, so ist:

$$\sigma = 0{,}39 \sqrt[3]{E \left(\frac{rp}{\delta}\right)^2} \quad \ldots\ldots\ldots \quad (23$$

und nach Gl. (7):

$$f = \frac{r^2 p}{4 \sigma \delta} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad (24$$

Durch Einsetzung von σ aus Gl. (23) entsteht dann:

$$f = 0{,}64 \cdot r \sqrt[3]{\frac{p r}{E \delta}} \quad \ldots\ldots\ldots \quad (25$$

H. Hencky[2]) gibt hierfür die Werte an von

$$\sigma_m = 0{,}423 \sqrt[3]{E \left(\frac{rp}{\delta}\right)^2} \quad \ldots\ldots\ldots \quad (26$$

$$\sigma_a = 0{,}328 \sqrt[3]{E \left(\frac{rp}{\delta}\right)^2} \quad \ldots\ldots\ldots \quad (27$$

$$f = 0{,}662\, r \sqrt[3]{\frac{p r}{E \delta}} \quad \ldots\ldots\ldots \quad (28$$

wo σ_m und σ_a die Spannungen der Platte in der Mitte und am Rande bedeuten. Aus beiden Spannungen ergibt sich ein Mittelwert von

$$\sigma = \frac{\sigma_m + \sigma_a}{2} = 0{,}376 \sqrt[3]{E \left(\frac{rp}{\delta}\right)^2} \quad \ldots\ldots\ldots \quad (29$$

Unter Vernachlässigung der Querausdehnung, also für $m = \infty$, entwickelt Föppl[3]) für σ und f folgende Werte:

$$\sigma = 0{,}347 \sqrt[3]{E \left(\frac{rp}{\delta}\right)^2} \quad \ldots\ldots\ldots \quad (30$$

$$f = 0{,}721\, r \sqrt[3]{\frac{p r}{E \delta}} \quad \ldots\ldots\ldots \quad (31$$

Ist die Beanspruchung des Blechbodens so klein, daß seine elastische Flächenänderung gegenüber der Längenänderung des Ringes vernachlässigt werden kann, so ergeben sich bei dem gleichen Rechnungsgange folgende Werte:

$$\sigma = \frac{0{,}347}{\delta} \sqrt[3]{r E F_r p^2} \quad \ldots\ldots\ldots \quad (32$$

$$f = 0{,}721\, r \sqrt[3]{\frac{r^2 p}{F_r E}} \quad \ldots\ldots\ldots \quad (33$$

[2]) „Über den Spannungszustand in kreisrunden Platten mit verschwindender Biegungssteifigkeit", Zeitschr. für Math. u. Physik 1915, Bd. 63, Seite 311.

[3]) „Drang und Zwang", eine höhere Festigkeitslehre für Ingenieure, Erster Band, Ausgabe 1920, Seite 226.

Anwendung für den oben angegebenen Behälter von 3000 cbm Inhalt.

Dieser Behälter werde mit einer Flüssigkeit (Benzol) vom spezifischen Gewicht = 0,9 gefüllt, dann ist der Flüssigkeitsdruck bei vollständig gefülltem Behälter auf den unteren Rand der Mantelfläche $w = 10 \cdot 0{,}9 = 9\ t/m^2 = 0{,}9\ kg/cm^2$ und die Belastung des unteren Randes der Mantelfläche $m = w r = 0{,}9 \cdot 1000 = 900$ kg/cm der Höhe des Mantels. Werden die lotrechten Stöße des Mantels nach Abb. 1 ausgeführt und ist die zulässige Beanspruchung auf 1200 kg/cm², so ergibt sich die erforderliche Blechstärke des Mantels zu

$$\delta_m = \frac{900}{1200} \cdot \frac{80}{60} = 1\ cm.$$

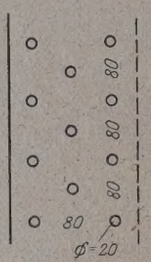


Abb. 1.

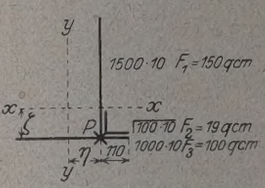


Abb. 2.

Der Rand des Bodens werde durch 10 mm polygonal gelegte Bleche ausgeführt, so daß dieser im ganzen den Querschnitt gemäß Abb. 2 hat:

$$\zeta = \frac{150 \cdot 75 + 10 \cdot 5}{269} = 42\ cm$$

$$\eta = \frac{89 \cdot 44{,}5 - 11 \cdot 5{,}5 - 10 \cdot 5{,}5}{269} = 14{,}3\ cm$$

$$J_x = \frac{1}{12} \cdot 1 \cdot 150^3 + 150 \cdot 33^2 + \frac{1}{12} \cdot 1 \cdot 10^3 + 10 \cdot 37^2 + 9 \cdot 41^2 + 100 \cdot 42^2$$

$$= \sim 652\,000\ cm^4$$

$$J_y = \frac{1}{12} \cdot 1 \cdot 100^3 + 89 \cdot 30{,}2^2 + \frac{1}{12} \cdot 1 \cdot 11^3 + \frac{1}{12} \cdot 1 \cdot 10^3$$

$$+ 21 \cdot 19{,}8^2 + 9 \cdot 15{,}3^2 + 150 \cdot 14{,}3^2$$

$$= \sim \cdot 205\,500\ cm^4$$

$$W_x^u = \frac{652\,000}{42{,}5} = \sim 15\,350\ cm^3$$

$$W_y^a = \frac{205\,500}{25{,}3} = \sim 8120\ \text{„}$$

Durch eine Kraft von $P = -100\,000$ kg an der mit einem × versehenen Stelle entsteht in der unteren äußeren Ecke des Querschnitts eine Beanspruchung von

$$\sigma_r = -\left(\frac{100\,000}{269} + \frac{100\,000 \cdot 42}{15\,350} + \frac{100\,000 \cdot 14{,}3}{8120}\right)$$

$$= -(372 + 274 + 176) = -822\ kg/cm^2$$

Dieser Beanspruchung entspricht bei zentrischer Belastung eine Fläche von

$$F_r = \frac{100\,000}{822} = 122\ cm^2.$$

Es ergibt sich dann nach der genauen Gl. (22):

$$\sigma = 0{,}39 \sqrt[3]{\frac{2\,150\,000}{1 + \frac{0{,}8 \cdot 1000}{0{,}7 \cdot 122} \cdot \left(\frac{1000 \cdot 0{,}0068}{0{,}8}\right)^2}} = 96\ kg/cm^2;$$

ferner nach Gl. (3):

$$\sigma_r = -96 \cdot \frac{0{,}8 \cdot 1\,000}{122} = -630\ kg/cm^2$$

und nach Gl. (7):

$$f = \frac{1000^2 \cdot 0{,}0068}{4 \cdot 96 \cdot 0{,}8} = 22{,}2\ cm.$$

Der Klammerausdruck $\left(1-2\frac{\sigma}{E}\cdot\frac{\delta r}{F_r}\right)$ kann vernachlässigt werden.

Nach der angenäherten Gl. (23) für $F=\infty$ ist:

$$\sigma = 0{,}39\cdot\sqrt[3]{2\,150\,000\left(\frac{1000\cdot 0{,}968}{0{,}8}\right)^2} = 210\,\text{kg/cm}^2$$

und nach Gl. (25):

$$f = 0{,}64\cdot 1000\sqrt[3]{\frac{0{,}0068\cdot 1000}{2\,150\,000\cdot 0{,}8}} = 11{,}1\,\text{cm}.$$

Wird die elastische Flächenänderung des Blechbodens vernachlässigt, so ist nach Gl. (32):

$$\sigma = \frac{0{,}347}{0{,}8}\sqrt[3]{1000\cdot 2\,150\,000\cdot 122\cdot 0{,}0068^2} = 100\,\text{kg/cm}^2$$

und nach Gl. (33):

$$f = 0{,}721\cdot 1000\sqrt[3]{\frac{1000^2\cdot 0{,}0068}{122\cdot 2\,150\,000}} = 21{,}3\,\text{cm}.$$

Für den vorliegenden Fall sind daher die angenäherten Gl. (23) u. (25) sowie die unter gleicher Voraussetzung von H. Hencky und Föppl abgeleiteten Gl. (26,) (27,) (28), (30) u. (31) nicht zu verwenden. Dagegen führen auch die angenäherten Gl. (32) u. (33) zu recht brauchbaren Ergebnissen, da der Einfluß der elastischen Längenänderung des Ringes den Einfluß der elastischen Flächenänderung des Bodens auf das Ergebnis für σ und f bei weitem überwiegt.

Es empfiehlt sich jedoch, stets die genauere Gl. (22) für die Ermittlung von σ zu benutzen, da die Ausrechnung der Gl. (22) nur unwesentlich umständlicher als die angenäherte Gl. (32) ist.

ERWIDERUNG AUF DEN AUFSATZ VON KARL BERNHARD „VOM GUTEN GESCHMACK".

Heft Nr. 14 vom 31. Juli 1921. S. 391 ff.

Von Reg.-Baumeister Dr.-Ing. Georg Müller.

Herrn Bernhard und mich trennen in der Frage der schönheitlichen Durchbildung von Brücken grundsätzlich verschiedene Anschauungen. Mein Streben geht auf streng sachliche Lösungen von klarem bestimmten Ausdruck und charakteristischen, straffen Formen. Ihre Schönheit im landläufigen Sinne ist zugegeben bescheiden, aber ihr innerer Gehalt auch von Bernhard unbestritten.

Herr Bernhard sucht mit Zuschußmitteln auch um den Preis sonstiger Nachteile (allmählich ansteigende Übergänge, Wendepunkte, dritte Gurtungen) durch „gefällige" Formen eine äußerliche Schönheit, die wesentlich anspruchsvoller auftritt.

Auch die von ihm gemachten Gegenvorschläge sind seinerzeit wohl untersucht, aber bald fallen gelassen worden. Man hat sich m. E. mit Recht zu einem gänzlichen Verzicht auf die rein äußerliche Wirkung geschwungener Linien entschlossen, wie sie in unserer Glanzzeit üblich waren.

Die jüngeren Fachgenossen, die die gewählte Bauweise nicht mehr anstößig finden, sind sämtlich durch die alte Geschmacksschule gegangen. Sie haben sich aber mehr und mehr von den allzu weichen Formen und Linien abgewandt, weil sie ihnen kleinlich und schwächlich erscheinen. — Die Vermeidung so naheliegender Lösungen, wie sie von Bernhard in seinen Gegenvorschlägen geboten werden, ist mit vollem Vorbedacht geschehen: Die Spaltung der senkrechten Lagerkräfte am Landpfeiler in Abb. 1 auf S. 392 ist absichtlich vermieden. Der Pfeiler ist bewußt unsymmetrisch im Anklang an die Pendelwand am Kanal gebildet. Die Rückbiegung in den Böschungszwickel arbeitet die Gegengewichtswirkung schärfer heraus. Das große Trapez darin ist ebenfalls absichtlich, ohne weitere Ausfüllung belassen, um den Anklang an die Hauptpendelwand und die Einheitlichkeit nicht zu stören. Der Verzicht auf die naheliegenden Mittel von Bernhard bedeutet also nicht, daß man sie nicht gekannt und versucht hat.

Ich kann die Bernhardschen Vorschläge daher nicht als „die" Lösung des Holtenauer Hochbrückenproblems anerkennen. Ich betrachte sie im Gegenteil in ihrer Gegenüberstellung geradezu als eine Bestätigung der Richtigkeit meiner Formengebung.

Daß von führenden Firmen immer noch Formen mit weichen Linien, Wendepunkten und überzähligen Gurten angeboten werden, sind Zugeständnisse, die sie aus geschäftlichen Gründen und manchmal wohl gegen ihre innere Überzeugung zu machen gezwungen sind.

Es hat aber keinen Zweck, sich gegen die Entwicklung einer Zeit zu stemmen, die mehr denn je aufs Sachliche gerichtet ist, was durchaus nicht mit dem rein Materiellen zu verwechseln ist. Was ich auch in meinen Vorschlägen vom Februar d. J. zu erwecken wünschte, ist der Sinn für eine bescheidenere, aber doch vielleicht feinere Schönheit. Sie vollendet und „eisenbaugerecht" zu gestalten, ist schwieriger, als sich in den landläufigen Formen einstiger Eisenbaukunst zu bewegen. Ich glaube jedenfalls nicht, daß ich die deutsche Eisenbaukunst schädige, wenn ich die ausgetretenen Pfade meide und neue Formen suche.

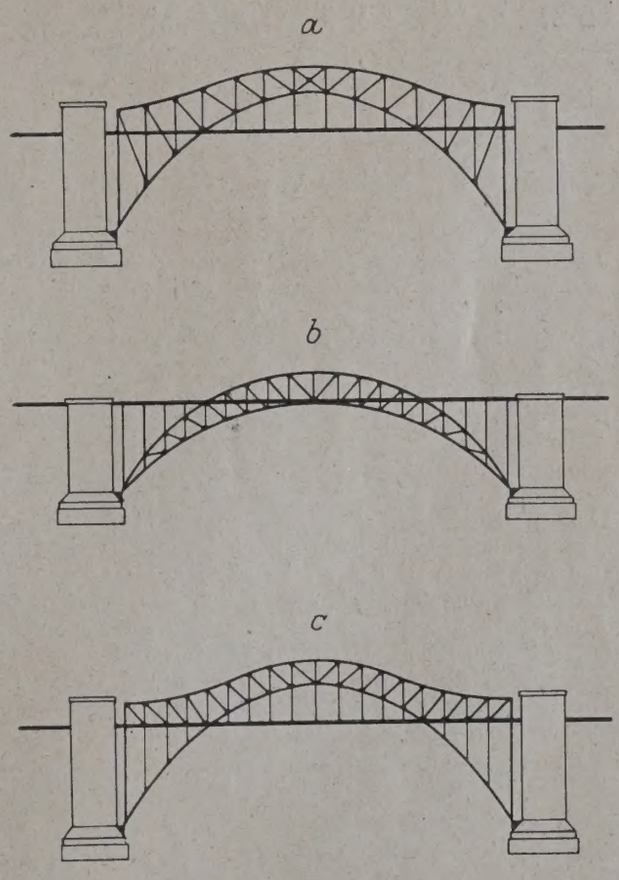


Abb. 1 a—c.

Zur wirtschaftlichen Seite ist zu bemerken, daß wir den Aufbau eiserner Brücken im Auslande nicht ausschließlich mit deutschen Werkleuten machen können, sondern vielfach ausländische Arbeiter werden mit heranziehen müssen, wodurch sich das Verhältnis zwischen Lohnhöhe und Eisenpreis verschiebt.

Der Geschmack des Auslandes betätigt sich übrigens nicht durchweg glücklich, sondern mehr tastend, wie das Beispiel der Höllentorbrücke Abb. 1 a in Amerika zeigt. Sie ist zwar unter deutschem Einflusse entstanden, lässt aber zu sehr den Wunsch erkennen, „schön" sein zu wollen. Ein einfacher Sichelträger nach Art der Grüntaler Brücke Abb. 1 b wäre sicher, wenn auch nicht so wuchtig, so doch feiner in der Wirkung gewesen. Bei der ausgeführten Lösung stören die Gegenkurve und die langen Diagonalen mit den spitzen Anschlüssen. Auch wäre ein Grevescher Vorschlag Abb. 1 c für eine Hochbrücke gemäß nebenstehender Abbildung immer noch vorzuziehen gewesen.

In diesem Zusammenhange mag darauf hingewiesen werden, warum die für Hochdonn gewählte Hochbrückenlösung für Holtenau nicht in Frage kam. Überträgt man alle Abmessungen von Hochdonn im Verhältnis der Hauptstützweiten auf Holtenau, so kommt man auf eine Stützweite des Schwebeträgers $L = 156 : 143{,}1 \cdot 121{,}1 =$ rd. 132 m. Bei der üblichen Trägerhöhe von $L : 7$ betrüge sie 18,85 m, d. i. gegenüber den 12 m der Holtenauer Brücke ein Mehr von 6,85 m, eine Höhe, die damals nicht zur Verfügung stand. Außer dieser um mehr als 50 vH größeren Höhe war aber nicht das Gewicht des Trägers von 132 m gegenüber dem des ausgeführten von 108 m um rd. 50 vH größer geworden. Dem stand aber die Bedingung der schnellen Beseitigung des niedergekommenen Trägers aus dem Kanal und die Rücksicht auf die verfügbaren Krane entgegen.

Alles in allem zeigt sich, daß man in Geschmacksfragen überaus vorsichtig sein muß, wenn man sich auf Neuland bewegt. Man kann einer Ausführung nicht deshalb den guten Geschmack abstreiten, weil sie einen ganz anders gearteten Geschmack aufweist. Ich hoffe, Herrn Bernhard durch spätere Veröffentlichungen davon überzeugen zu können, daß es sich bei der Holtenauer Hochbrücke nicht um einen einmaligen Fehlgriff, sondern um etwas Grundsätzliches handelt, von dem die Zukunft lehren muß, ob es Dauerwert hat.

Zu der vorstehenden Erwiderung habe ich nur kurz zu bemerken, daß, wenn die darin enthaltenen Anschauungen zur Geltung gelangten, wir wieder in die Zeit der letzten Jahrzehnte des vorigen Jahrhunderts zurückversetzt würden, wo allgemein eiserne Balkenbrücken als häßlich angesehen wurden. Die Erwiderung übersieht Folgendes: Alle schönheitlichen Schöpfungen müssen auf die Aufnahmefähigkeit der Beschauer eingestellt werden. Die reine Sachlichkeit ist an sich noch keine Kunst. Nicht durch den Verstand, sondern erst durch das Gefühl wird Kunst erzeugt. Die Sachlichkeit ist nur Voraussetzung. Für statische und technische Feinheiten hat nicht jeder Beschauer Verständnis.

Mein von der Schriftleitung für das ersterschienene Heft des „Bauingenieur" gewünschte und dort erschienene Arbeit „Eisenbaukunst", aus der diese ganzen Erörterungen sich entwickelt haben, ebenso auch meine jetzt in der Zeitschrift des Vereins deutscher Ingenieure veröffentlichte kleine Arbeit über „Eiserne Brücken im Stadtbilde" bitte ich, damit die Erörterungen hier als abgeschlossen gelten können, doch nachzulesen, um die Berechtigung meiner Grundlagen für das Problem der technischen Schönheit jetzt ganz zu erkennen.

Karl Bernhard.

WETTBEWERB UM ENTWÜRFE FÜR DIE AUSNUTZUNG DER WASSERKRÄFTE IM SCHLUCHSEEGEBIET (BADEN).

Die Badische Landes-Elektrizitätsversorgung A.-G. (Badenwerk) hat mit Frist vom 1. Februar 1922 kürzlich einen Wettbewerb zur Erlangung genereller Entwürfe ausgeschrieben, durch die eine möglichst vollkommene Erfassung der in den Gebieten der Wutach und Alb (Schluchseegebiet) vorhandenen Kraftquellen und eine derartige Ausnutzung derselben angestrebt wird, daß in erster Linie und in weitestgehendem Maße Ergänzungs- und Spitzenkraft im Zusammenarbeiten mit den übrigen (nicht speicherfähigen) Kraftquellen in Baden und möglichst über dessen Grenzen hinaus abgegeben werden kann. Die Aufgabe ist eine interessante und da die wirtschaftliche Ausnutzung, die grundsätzliche Regelung des Ausbaues der Wasserkräfte des ganzen Gebietes durch den Entwurf dargetan werden soll, eine schwierige und durch die erforderlichen Vergleichsrechnungen sehr zeitraubende. Wenn der Entwurf sich auch nicht auf Einzelheiten erstreckt, sondern nur ein genereller sein soll, so muß doch die Bearbeitung sehr weitgehend getrieben werden, da überschlägliche Kosten- und Wirtschaftlichkeitsberechnungen für verschiedene Ausbaustufen gefordert werden.

Für die Lösung dieser Aufgabe ist einerseits die gestellte Frist zu kurz, andererseits sind die Preise (50, 40, 30000 M und 30000 M für Ankäufe) weitaus gegenüber der Arbeitsleistung zu gering bemessen. Selbst der höchste Preis dürfte nicht entfernt die Kosten decken, die der Entwurfsbearbeiter heute selbst aufzuwenden hat. Es sind daher von verschiedenen Seiten an den „Verband Deutscher Architekten- und Ingenieur-Vereine", der sich ja die Überwachung der von ihm aufgestellten Grundsätze für das Verfahren bei Wettbewerben zur Aufgabe gemacht hat, Anträge herangetreten, auf eine Abänderung der Bedingungen einzuwirken. Das ist seitens des Verbandes auch geschehen, der bei der ausschreibenden Stelle eine Fristverlängerung bis 1. Juli 1922 und eine Erhöhung der Preise auf mindestens das Doppelte beantragt hat. F. E.

Wie wir soeben erfahren hat das Badenwerk als ausschreibende Stelle nunmehr dem Antrage des „Verbandes Deutscher Architekten- und Ingenieur-Vereine" stattgegeben (der übrigens auch von den Preisrichtern unterstützt wurde) und hat sowohl die Preissumme wie den für den Ankauf von Entwürfen ausgesetzten Betrag auf das Doppelte erhöht. Eine Fristverlängerung ist jedoch nur bis zum 1. März 1922 zugestanden worden, weil der größte Wert darauf gelegt wird, mit den Bauarbeiten noch im Laufe des Jahres zu beginnen. Die Redaktion.

LITERATURSCHAU.

Gesammelt und geordnet von Regierungsbauführer Dipl.-Ing. C. Lehmann, Dresden.

Baustoffkunde.

1177. Prüfung der Formänderung von Ziegelsteinen (durch Eindrücken einer gehärteten Stahlkugel). Génie Civil. 26. Nov. 1921, S. 472.

1178. Festigkeitszunahme von Beton bei Erhärtung unter Belastung. Von Dr. Richard Grün, Blankenese. Zement 1921, Heft 47, S. 597/598. Durch Versuche ist nachgewiesen, daß auch flüssiger Beton hohe Festigkeiten liefert, wenn er im Bauwerk (im Gegensatz zum Laboratoriumsversuch) unter Belastung erhärtet.

1179. Neue Vorschriften für die Prüfung von Traß. Von Fr. E. Deutsche Bauzeitung (Mitteilungen über Zement, Beton usw.) 1921, Heft 18, S. 144. Auf Grund von Ver-

suchen werden vom Arbeitsauschuß 17 des „Deutschen Verbandes für die Materialprüfungen der Technik" neue Vorschriften für die Prüfung von Traß vorgeschlagen, die angeführt und begründet werden.

1180. Osmoton. Von Dr. Hans Hirsch, Chem. Laboratorium für Tonindustrie. Tonindustrie-Zeitung 1921, Nr. 138, S. 1243—45. 6 Abb. Beschreibung des Elektro-Osmose-Verfahrens zur Reinigung und Verfeinerung des Tons.

1181. Die Bedeutung des Mörtels in der Denkmalspflege. Auszug aus einem Vortrag von Herrn Geh. Regierungsrat Prof. Dr. M. Gary. Tonindustrie 1921, Heft 135, S. 1215, Heft 138, S. 1245/46. Würdigung des Zements als Mörtelbildner, seine Anwendung beim Spritz- und Einpreßverfahren und als Betonwerkstein.

1182. Härteprüfungsmaschine nach Brinell. ½ S. in Génie Civil v. 10. Sept. 1921, S. 233 nach Engineering v. 3. Juni, mit 1 Abb.; in erster Linie zur Prüfung von Turbinenzahnrädern und ähnlichen größeren Werkstücken gebaut.

Statik und Festigkeitslehre.

1183. Biegungstheorie krummer Stabgebilde und deren Anwendung auf die Ermittlung der elastischen Formänderung gebogener Stäbe und auf die Berechnung der Rahmen. Von Oberingenieur S. Glucksmann in Bremen. Deutsche Bauztg., Mitteilungen über Zement usw. 1921, Heft 17, 18, S. 131—35, 140—43. Mit 15 Abb.

1184. Zur Berechnung mehrstieliger Rahmen. Génie Civil v. 19. Nov. 1921, S. 439, 443 u. v. 26. Nov., S. 461—464 m. 12 Abb. Zeichnerisches Verfahren ähnlich der Untersuchung des durchlaufenden Trägers nach W. Ritter.

Hochbaukonstruktionen und Zementwaren.

1185. Preßluft in der Beton- und Zementwarenindustrie. Von Dipl.-Ing. Karl Schneider. Tonindustrie-Zeitung 1921, Heft 137, S. 1233/34; Heft 142, S. 1282/83. Anwendung der Preßluft beim Stampfen und Wirtschaftlichkeitsberechnung einer Preßluftanlage für die Kunststeinherstellung unter Berücksichtigung verschiedener Betriebsarten.

1186. Hochhausbaukunst. Die Bauwelt 1921, Heft 47, S. 691/695. 13 Abb. Verschiedene architektonische Lösungen für europäische Hochhausbauten werden an Entwürfen für München und Berlin gezeigt.

1187. Der Schrei nach dem Turmhaus. Von Regierungsbaumeister a. D. Hans v. Poellnitz, Gleiwitz. Die Bauwelt 1921, Heft 47, S. 689/90. 1 Abb. Die Frage der Einführung des Turmhauses ist in Deutschland in erster Linie eine wirtschaftliche. Diese wirtschaftliche Notwendigkeit wird bestritten.

1188. Häuser in Preßstroh (zwischen Holzfachwerk), Bauart Feuillette. Génie Civil v. 29. Okt. 1921, S. 378, m. 2 Abb. Mehrfach in Nordfrankreich ausgeführt.

1189. Verschieben eines Teiles der Häuser von Hibbing (Minnesota, Amerika). ¼ S. in Génie Civil v. 1. Okt. 1921, S. 297. Diese Verlegung wurde durch den Bergwerksbetrieb nötig.

Gründungsarbeiten usw.

1190. Moderne Grundwasserabsenkungen. Von Zivil-Ingenieur Fritz Bergwald, Berlin-Friedenau. Städtischer Tiefbau 1921, Heft 22, S. 175—79. Es werden die verschiedenen Isolierungsarten gegen Grundwasser und aufsteigende Feuchtigkeit besprochen, ferner die Dichtungen selbst (Asphaltpappen, Dachpappe, Bleiisolierungen usw.) und ihre Verwendung.

1191. Das Einbringen des Betons mit Schütttrichtern. 30 Zeilen in Génie Civil v. 1. Okt. 1921 nach Engineering News-Record v. 18. Aug.

Wasserbau.

a) Gewässerkunde und Wasserwirtschaft, Wasserrecht, Wasserbewegung.

1192. Über Pegel. Von Ingenieur Fritz Hoyer in Cöthen. Der Brückenbau 1921, Heft 14, S. 67—70, m. 21 Abb. Es werden selbstregistrierende Pegel behandelt, die es ermöglichen, absolut zuverlässige Angaben über den jeweiligen Wasserstand zu machen.

1193. Grundlagen zur Erforschung der Wasserkräfte. „Die Wasserkraft" 1921, Heft 22, S. 322/24. 5 Abb. Die bayerische Landesstelle für Gewässerkunde auf der Ausstellung für Wasserstraßen und Energiewirtschaft München, Juni 1921. Statistisches Material über Niederschlagsverteilung und Erforschung der Wasserführung der Gewässer (Pegelnetze). Beschreibung verschiedener Systeme von hydrometrischen Flügeln.

1194. Das stereophotogrammetrische Aufnahmeverfahren in seiner Verwendbarkeit für Projektierungsarbeiten. Von Privatdozent Dr. v. Gruber. „Die Wasserkraft" 1921, Heft 23, S. 334/36. 2 Abb. Methode, Anwendung und Wirtschaftlichkeit bei Projektierung von Regulierungsprojektierungen in schwer zugänglichen Gebieten.

b) Flußbau, Kanalbau, Seebau, Hafenbau, Schleusenbau.

1195. Ausnutzung der Ebbe und Flut in der Severn-Mündung. ⅓ S. in Génie Civil v. 5. Nov. 1921, S. 404. (Weitere Erörterung dieser Pläne in der British Association of Civil Engineers.)

1196. Die neue Riesendockkammer von Le Havre. Génie Civil v. 19. Nov. 1921, S. 447—448; die außen 345 m, innen 312 m lange Kammer wurde in einem Stück schwimmend auf die Gründung aufgebracht.

1197. Anlage zur Schiffsbekohlung in Curtis-Bay (Maryland, Amerika). Génie Civil v. 22. Okt. 1921, S. 341 bis 344 m. 12 Abb. Stündliche Leistung dieser umfänglichen Anlage etwa 1200 t.

c) Wehre, Talsperren, Wildbachverbauungen, Wasserkraftanlagen, Bewässerungen usw.

1198. Entlastungsheber bei Wasserkraftanlagen und Talsperren. Von Regierungsbaumeister Dr.-Ing. Leiner, München. Die Wasserkraft 1921, Heft 23, S. 339/41. 3 Abb. Zweck, Wirkung und Konstruktionsgrundsätze für Heber. Neue Konstruktion.

1199. Die Entwicklung des Wasserkraftausbaus in Bayern. Von Regierungsbaurat Dreyer-München. „Die Wasserkraft" 1921, Heft 22, S. 316/322. 6 Abb. Geschichtliches aus der Ausstellung für Wasserstraßen und Energiewirtschaft München, Juni/Juli 1921.

1200. Bau der Talsperre von Hetch Hetchy (San Francisco). ¼ S. in Génie Civil v. 26. Nov. 1921, S. 475 nach Engineering-News-Record v. 11. Aug. Ungewöhnlich tiefe Gründung (30—35 m) auf glattem Granit, so daß das Mörtelbett mit Sandstrahlgebläse aufgerauht werden mußte.

Straßenbau.

1201. Zur Frage der Bewährung von Betonstraßen. Von Kg. Zement 1921, Heft 48, S. 614/15. 3 Abb. Abgeschlossenes Urteil noch nicht möglich, jedoch bei der neuen Avusstraße in Berlin-Grunewald sehr zugunsten der Betonstrecken schon jetzt ausfallend.

Eisenbahnbau und -betrieb.

1202. Vollbahnelektrisierung in Deutschland. Oberregierungsrat Wechmann, Berlin. Zeitung d. Vereins deutscher Eisenbahnverwaltungen 1921, Heft 47, S. 880/81. Kurzer Ausblick über die voraussichtliche Entwicklung und Wirtschaftlichkeit der Elektrisierung.

1203. Das Selbstkostenproblem in der Eisenbahnverwaltung. Von Oberregierungsbaurat Dr.-Ing. Tecklenburg, Charlottenburg. Verkehrstechnische Woche 1921, Heft 47, 48, S. 377—79, 386—89. 2 Abb. Es werden Untersuchungen über die Ermittlung, Entwicklung und Berechnung der Selbstkosten der Betriebsleistungen erörtert.

1204. Eisenbahngütertarife. Ein Beispiel zur wissenschaftlichen Erforschung des Tarifwesens. Von Dr.-Ing. Gottschalk, Regierungsbaumeister. Verkehrstechnische Woche 1921, Heft 46, 47, S. 369—70, 379—82, 12 Abb. Es wird eine exakte Analyse der Tarifsätze vorgenommen und auf Grund des Ergebnisses ein Vorschlag eines Neuaufbaus auf mathematischer Grundlage gegeben, der trotz feinerer Differenzierung eine außerordentliche Vereinfachung des Tarifwesens darstellt.

1205. Das Kastensystem in Verbindung mit dem „Zweibahnensystem" und dessen Vorteile für den Lastentransport. Ztschr. d. Vereins deutscher Eisenbahnverwaltungen 1921, Heft 47, S. 875/878. 5 Abb. Der von dem Eisenbahnwagengestell durch eine seitliche Auflaufbahn abzulösende Kasten wird, ohne die Ware umladen zu müssen, auf Straßenfahrzeuge (Kraftwagen) ohne besondere Hebevorrichtungen umgesetzt.

1206. Einzelwerttarifierung im Güterverkehr. Von Dr. Born, Ministerialrat, Berlin. Zeitung des Vereins deutscher Eisenbahnverwaltungen 1921, Heft 46, S. 853/59. Darlegung einer Unmöglichkeit der Einführung vorgeschlagener Tarifsysteme, besonders des Einzelwerttarifs.

1207. Die eisenbahnbetrieblichen Folgen der Zerreißung Oberschlesiens. Von Privatdozent Dr.-Ing. Louis Jänecke. Zeitung des Vereins deutscher Eisenbahnverwaltungen 1921, Heft 43, S. 899/901. 1 Abb. Unmöglichkeit der Zerreißung betrieblich vollständig abhängiger Teile Oberschlesiens.

1208. Die Hedjasbahn im Weltkriege und ihre gegenwärtige Lage. Von Regierungsrat Dieckmann, Stettin. Zeitung des Vereins deutscher Eisenbahnverwaltungen 1921, Heft 48, S. 893/99. 1 Abb. Überwindung der großen Schwierigkeiten beim Bau und Betrieb.

1209. Die Ursachen der Schienenbrüche. Génie Civil v. 19. Nov. 1921, S. 429—432 m. 26 Abb. nach einer Denkschrift von Ch. Fremont. Durch langjährige Beobachtungen, metallographische Untersuchungen und Dauerversuche wurden die verschiedenen Arten von Blasenbildung, Verunreinigung u. dgl. als Ursache der verschiedenartigen Brucherscheinungen nachgewiesen.

1210. Dampfheizung auf elektrischen Vollbahnen. ½ S. in Génie Civil v. 19. Nov. 1921, S. 449 nach Electric Railway Journal v. 6. August. In einem besonderen Heizkesselwagen wird durch die vom Fahrdraht entnommene elektrische Arbeit Dampf erzeugt und mit diesem die gewöhnliche Dampfheizung betrieben. Anwendung auf den elektrisierten Teilstrecken der Gotthardlinie.

1211. Mittel zur Wahrung der Betriebssicherheit auf Kleinbahnen. ⅓ S. in Génie Civil v. 10. Sept. 1921, S. 236 nach dem Augustheft des Bulletin de l'Association internationale des Chemins de fer. Die Forderungen dürften in Deutschland größtenteils schon verwirklicht sein.

1212. Die Zugleitung auf der Midlandbahn (England). Génie Civil. v. 19. Nov. 1921 S. 443—444 nach Bulletin de l'Asociation internationale des Chemins de fer v. Okt. Bemerkenswert die Regelung auf 4-gleisigen Strecken sowie die günstigen Erfolge in der Ausnutzung des Personals und der Betriebsmittel.

1213. Neue elektrische Lokomotiven der Schweiz. Bundesbahn. Génie Civil v. 19. Nov. 1921, S. 449 m. 1 Abb. 1-C-2-Personenzuglokomotiven von 95 t Gewicht, für 480 t Zuglast bei 90 km Geschwindigkeit.

1214. Die elektrische Zugförderung auf den italienischen Eisenbahnen (mit Drehstrom). ¼ S. in Génie Civil v. 29. Okt. 1921, S. 381 nach dem Bulletin de l'Association internationale des Chemins de fer v. Sept. (mit zahlreichen Kostenangaben).

1215. Der neue Kopfbahnhof in Oklahoma (Amerika). 30 Zeilen in Génie Civil v. 22. Okt. 1921, S. 357 nach Engineering News-Record v. 15. Sept.

1216. Die Betriebsmittel der amerikanischen Eisenbahnen. ¼ S. in Génie Civil v. 26. Nov. 1921, S. 473. Statistik der Betriebsmittel und Betriebsleistungen nach Bulletin de l'Association internationale des Chemins de fer v. Okt.

1217. Die afrikanischen Eisenbahnlinien. 40 Z. in Génie Civil v. 12. Nov. 1921, S. 426 nach Révue générale des Sciences v. 15./30. Sept. (über französ. Eisenbahnprojekt Algier—Tschadsee—Kongo).

Eisenbetonbau.

(Eisenbetonbrücken siehe unter Brückenbau.)

1218. Betonbehälter für Petroleum. Von Dr.-Ing. A. Fruchthändler. Tonindustrie-Zeitung 1921, Heft 141, S. 1273. Die Eignung von gut ausgeführtem Beton zu Behältern für mineralische Öle wird bejaht. Bewährte Anstriche mit Wasserglas usw. werden empfohlen.

1219. Erfahrungen und Fortschritte im Eisenbeton-Schiffbau. Von Dipl.-Ing. Weidert. Zement 1921, Heft 41—43, 46. 49 Abb. Vortrag auf der 24. Hauptversammlung des deutschen Beton-Vereins 1921, behandelt alle Fragen des Materials, der Schalung, des Baues von Eisenbetonschiffen. Neuester Fortschritt: Verstärkung eiserner Schiffswände durch Beton.

1220. Anwendung des Eisenbetons im Bergbau. ¼ S. in Génie Civil v. 5. Nov. 1921, S. 404 nach Révue universelle des Mines, Lüttich v. 1. Juni (berichtet über günstige Erfahrungen besonders bei Schachtauskleidungen).

Holzbau.

1221. Eiserne Bolzen im Holzbau. Von Bauingenieur Professor M. Preuß in Breslau. Der Holzbau (Deutsche Bauzeitung) 1921, Heft 23, S. 89—92. 11 Abb. Der Gegensatz zwischen Rechnung und Erfahrung bei Holzverbänden macht es dringend nötig, planmäßige Versuche zur Lösung der Bolzenfrage anzustellen.

Städtebau und städtischer Tiefbau.

1222. Die Verwertung des städtischen Kanalwassers im bremischen Staatsgebiet. Von Regierungsbaumeister a. D., Staatsbaumeister Müller in Bremen. Deutsche Bauzeitung 1921, Heft 92, S. 406—08. Die durch Druckrohrleitungen auf die anliegenden Ländereien gepumpten Kanalwässer ermöglichen es, etwa die Hälfte der in Bremen anfallenden Dungstoffmengen landwirtschaftlich zu verwerten. Nähere Angaben über die Anlage und Einrichtungen.

1223. Die Verselbständigung städtischer Betriebe. Von Heinr. Koop, stellv. Direktor der Städt. Tecun. Werke, Leipzig. „Elektr. Kraftbetriebe u. Bahnen" 1921, Heft 22, S. 261/68. Die Lostrennung der Gas- und Elektrizitätswerke aus der Stadtverwaltung und eine Umwandlung in G. m. b. H. oder ähnliche Gesellschaftsform empfohlen und ihre Wirtschaftlichkeit bewiesen.

1224. Amerikanische Straßenbahnfragen. Von Dr. St.-R. Verkehrstechnik 1921, Heft 33, S. 520/22. Aus der Gründungsversammlung der American Electric Railway Association in Atlantic City. (Tariffrage, Postdienst, Rentabilität und Ein-Mann-Wagen.)

1225. Erweiterungsbauten der Straßenbahn zu Detroit (Amerika). ¼ S. in Génie Civil v. 10. Sept. 1921, S. 239; nach einer größeren Abhandlung in Electric Railway Journal v. 23. Juli.

1226. Anwendung von Kugellagern für Straßenbahnwagen. ¼ S. in Génie Civil v. 5. Nov. 1921, S. 404 nach Industrie électrique v. 10. Okt. (Vorteile besonders bei den sog. Ein-Mann-Wagen leichtester Bauart.)

Kunst im Ingenieurwesen. — Wirtschaftliches. — Personalnachrichten. — Vereinsnachrichten. — Standesvertretung. — Sonstiges.

1227. Die Entwicklung der Reform der Technischen Hochschulen. Von Professor Aumund. V. D. I. 1921, Heft 46 u. 47, S. 1179—82, 1210—14. 3 Tafeln. Im Anschluß an die Abhandlung: „Die Hochschule für Technik und Wirtschaft, Maßnahmen zur Reform der technischen Hochschulen" (V. D. I. 1921, S. 137 u. f.) wird berichtet über die in Preußen bisher zur Durchführung gebrachten Maßnahmen und über die Fortsetzung der Reformarbeit unter Berücksichtigung der Stellungnahme der Fachkreise zu dem in obiger Abhandlung aufgestellten Programm.

1228. Die Organisation der deutschen Studentenschaft. Von Dr. Otto Benecke. Die Räder 1921, Heft 31/32, S. 482/84. 1 Abb. Kurze Darstellung des heutigen Standes der Organisation.

1229. Einheitliche Formel- und Einheitszeichen. Aus dem „Gesundheitsingenieur" vom 12. II. 21. Der Brückenbau 1921, Heft 14, S. 71—72. Es werden die vom „Ausschuß für Einheiten und Formelgrößen" (AEF) festgelegten Formel- und Einheitszeichen für das ganze Gebiet der exakten Naturwissenschaften und ihrer Anwendungen angeführt.

1230. Die Wirksamkeit des Staatsbahn- und des Privatbahnbetriebes in Kanada. Von Röhling. Ztg. des Vereins deutscher Eisenbahnverwaltungen 1921, Heft 48, S. 902/04. Statistischer Vergleich zugunsten der Privatbahnbetriebe.

1231. Die gesetzliche Regelung des Kraftwagenverkehrs in den Vereinigten Staaten. ⅓ S. in Génie Civil v. 12. Nov. 1921, S. 427 nach Engineering News-Record v. 1. Sept. (hauptsächlich über den Stand der Besteuerung in den amerikanischen Bundesstaaten).

KURZE TECHNISCHE BERICHTE USW.

Die Schwimmgründung.

Eine alte — und nicht neue — Gründungsart zur Errichtung von Bauwerken über tiefe Gewässer.

Von Oberingenieur Konrad Kisse, Direktor der Eisenbeton-Schiffbau A.-G.

In Heft 7 dieser Zeitschrift vom 15. April veröffentlichte Herr Ingenieur Ottokar Schwarz aus Wien eine von demselben zum Patent angemeldete Schwimmgründung, ohne anscheinend die Literatur oder das einschlägige Gebiet näher erkundet zu haben. Um die geschichtliche Wahrheit zu erhalten, ist eine Entgegnung auf diesen Artikel erforderlich.

Bereits vom 30. Juni 1905 ab ist einem Dr. Claudius August Reichardt in Straßburg i. E. unter Nr. 178349 des deutschen Patentregisters eine feste Schwimmbrücke mit auf dem Wasserschwimmenden Pontons patentiert worden. Der Patentanspruch lautet:

„Feste Schiffsbrücke mit auf dem Wasser schwimmenden Pontons, dadurch gekennzeichnet, daß die tragenden Pontons so tief versenkt werden, daß die von ihnen verdrängte Wassermenge ihr Deplacement ungefähr um soviel übersteigt, als das Gewicht der auf die Brücke zu bringenden Belastung beträgt."

Die Beschreibung beginnt mit dem Satz, der das Bekannte bereits voraussetzt:

„Es sind bereits schwimmende Brücken bekannt, bei denen die den Oberbau tragenden Schwimmkörper ganz unter Wasser verankert sind — — — — —

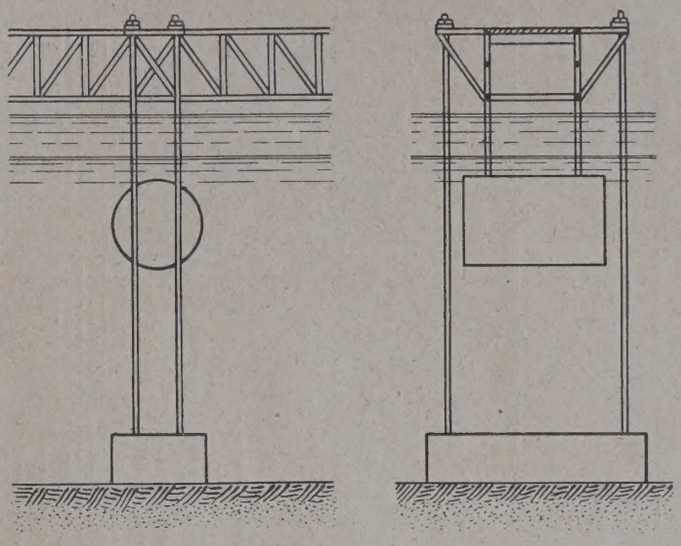
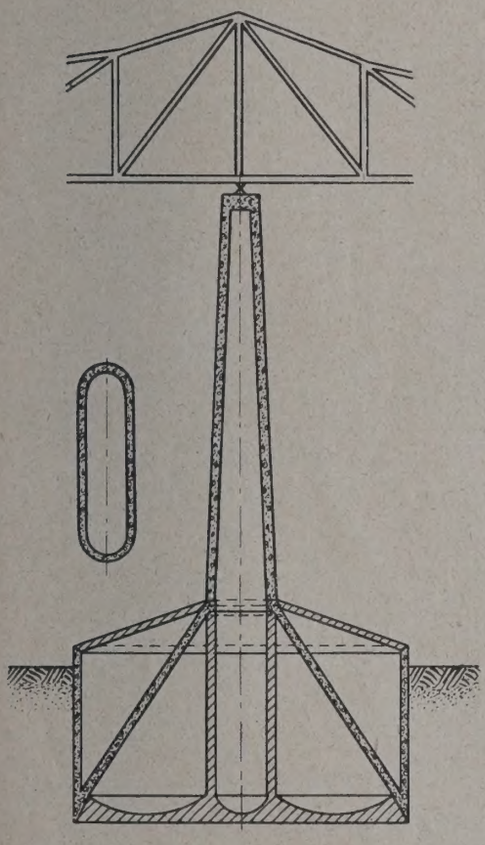
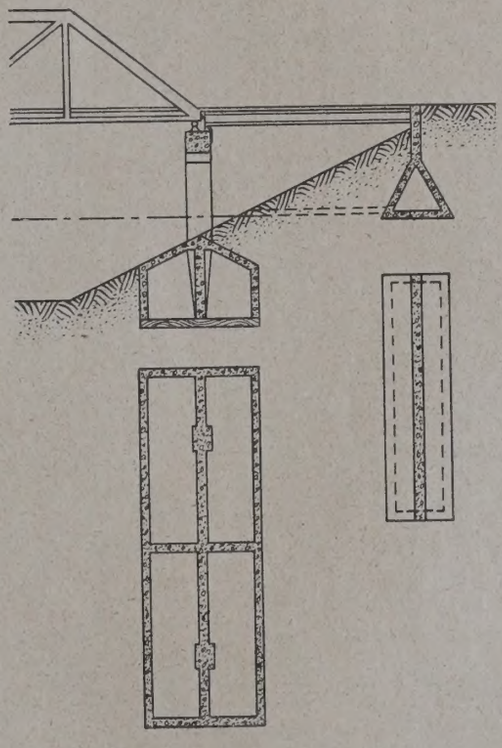
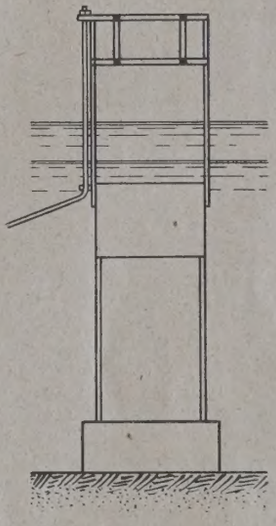


Abb. 1.







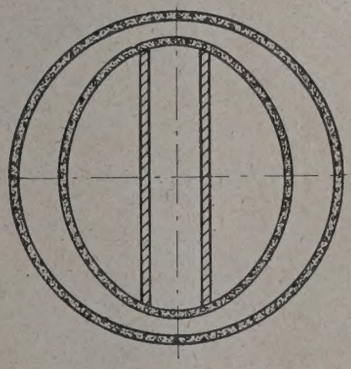


Abb. 2a.

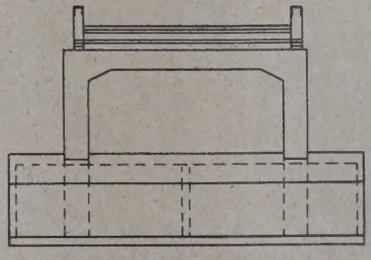


Abb. 2b.

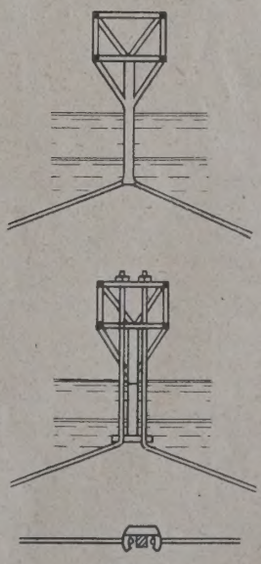


Abb. 3.

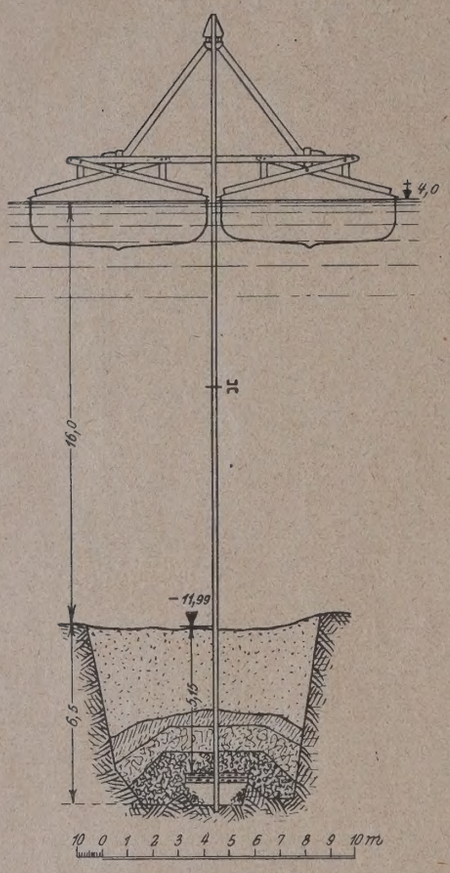


Abb. 4a.

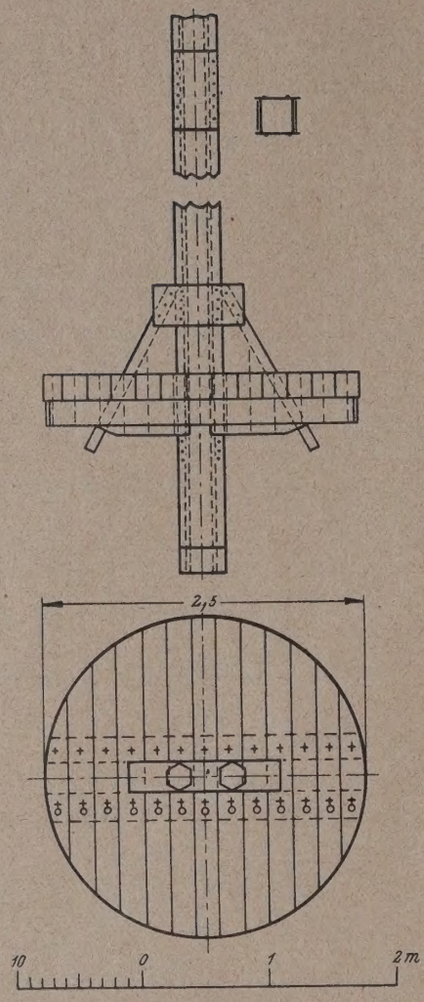


Abb. 4b.

Im Jahre 1909 und 1910 sind dem schwedischen Prof. C. A. Forssell, Stockholm, 4 Patente auf demselben Gebiet erteilt worden und zwar:

Nr. 29072 vom 19. Oktober 1909 ab, enthaltend:

„Vorrichtung an Pontonbrücken mit versenkten Pontons, dadurch gekennzeichnet, daß die Zugstangen, die von den Verankerungsgewichten heraufgehen, an den Brückenbalken oder ihren Stützsäulen durch regulierbare Befestigungsvorrichtungen, wie z. B. Schrauben oder Keilverbindungen, befestigt sind." (Abb. 1).

Nr. 29140 vom 11. Januar 1909, enthaltend:
eine Brücken- oder Landpfeilerkonstruktion, deren unterster, unter Wasser liegender Teil hohl ausgebildet ist und durch den Auftrieb die Auflasten trägt, so daß der Baugrund nur gering belastet wird (Abb. 2).

Nr. 31759 vom 27. September 1910, enthaltend:
eine Variante zu Nr. 29072 in der Befestigungsart der Verankerungsstangen.

Nr. 31795 vom 15. Juni 1910, enthaltend:
mehrere Varianten zu 29072 in der Führung der Verankerungsstangen schräg unter Wasser, zu welchem Zweck verschiedene Ringe, Klüsen oder Rohre dienen (Abb. 3).

Aus diesen Patenterteilungen geht hervor, daß der gesamte von Ottokar Schwarz veröffentlichte Erfindungsgedanke nicht neu ist, ohne ihm absprechen zu wollen, daß er ohne Kenntnis dieser Patenterteilungen selbstständig auf die von ihm veröffentlichte Konstruktion gekommen ist.

In Schweden sind dann im Jahre 1911 und 1912 nach Vorschlag von Prof. Forssell anläßlich des Baues der Tranebergbrücke bei Stockholm umfangreiche Versuche in natürlicher Größe mit verankertcn Pontons gemacht worden, um die Wirkung der Verankerung, die Haltbarkeit und Ausführungsmöglichkeit zu untersuchen. Diese Versuche wurden im April 1912 abgebrochen, da sie kein befriedigendes Resultat ergaben und sind von Nils Hasselquist veröffentlicht worden. Es würde zu weit führen, diese Versuche hier im einzelnen auseinanderzusetzen. Um als Ganzes versenkt zu werden, waren die Verankerungsgewichte zu groß. Es wurden deshalb unter Wasser entsprechend große Vertiefungen im Untergrund ausgebaggert, darin 2,50 im m Durchmesser große Eisenbetonplatten, die mit Zugankern verbunden waren, versenkt und diese Platte mit Beton, Steinschlag und Sand überschüttet (Abb. 4).

Diese Verankerung hielt jedoch nicht fest, sondern gab allmälich nach, so daß von einer Ausführung der Brücke nach dem Forssellschen Vorschlag Abstand genommen wurde.

Die größten Schwierigkeiten, eine Brücke nach diesem Konstruktionsprinzip zu bauen, liegen in der Ausführung. Um klare statische Verhältnisse, die hierbei vor allen Dingen dringend erforderlich sind, zu schaffen, ist es notwendig, das für das Ponton erforderliche Verankerungsgewicht als ein zusammenhängendes ganzes Stück zu versenken, damit die Verankerungsglieder durch ungleiches Setzen einzelner Gewichte nicht ungleich gespannt und damit überansprucht werden. Ferner muß die Größe des Gewichts abzüglich seines eigenen Auftriebes genau bekannt sein, um in die Berechnung entsprechend eingesetzt zu werden. Ein zu schweres Verankerungsgewicht würde bei schlechtem nachgiebigem Untergrund evtl. ein jahrelanges weiteres Einsinken der Gewichte und damit ein dauerndes Nachstellen der Verbindungsglieder bedingen, ein zu leichtes Gewicht dagegen die Pontons nicht genügend vorbelasten

Diese großen Verankerungsgewichte, — es handelt sich um ca. 300—1000 t je nach der Konstruktion — sind nicht mehr mit gewöhnlichen Mitteln zu transportieren, würden also besondere Hebe- und Transportvorrichtungen bedingen und dadurch zu teuer werden. Bereits im März dieses Jahres wurde von mir eine Konstruktion zum Patent angemeldet, die diese Schwierigkeiten beseitigt. (Abb. 5).

Danach werden die Verankerungsgewichte hohl hergestellt, so daß sie sich im Wasser in labilem Gleichgewicht befinden, also gewichtslos sind. In diesem Zustand hängen sie unter den Pontons, mit denen zusammen sie hergestellt worden sind. Unter geringer Belastung der Gewichte werden sie alsdann auf den Untergrund abgelassen. Haben sie denselben erreicht, wird durch Rohrleitung oder eingebaute Ventile Wasser in den hohlen Innenraum gelassen, so daß sie alsdann das erforderliche rechnungsgemäße Gewicht für die Verankerung besitzen. Erst diese Art der Herstellung ermöglicht eine wirklich rationelle Ausführung der Brücke.

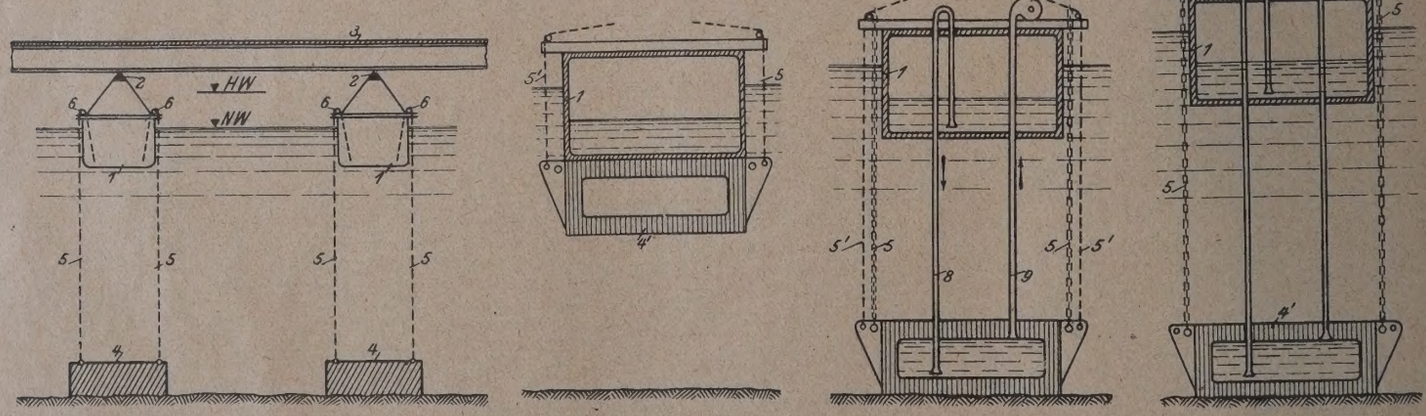


Abb. 5.

Es liegt bei dieser Konstruktion der an sich seltene Fall vor, daß derselbe Erfindungsgedanke z. T. zeitlich getrennt, z. T. zu gleicher Zeit von ganz verschiedenen Personen gemacht wurde. Sowohl mir, wie Prof. Forssell, war das zuerst erwähnte deutsche Patent unbekannt, ferner hatte sowohl ich als auch, wie ich annehme, Ottokar Schwarz keine Kenntnis von den Forssellschen Konstruktionen. Forssell mußte nach eingehendem Studium auf den Patentschutz des Grundgedankens, da dieser bereits bekannt war, verzichten und seine Ansprüche auf Verankerungsdetaills beschränken. Ebenso ist es mir ergangen. Mein Patentanspruch umfaßt in der Hauptsache die hohlen Verankerungsgewichte mit ihren Folgerungen. Für Herrn Ottokar Schwarz bleiben anscheinend irgendwelche eigenen Patentansprüche nicht mehr übrig, da alles, was er veröffentlicht hat, aus früheren Anmeldungen bereits bekannt ist.

Betr.: Aufsatz von Geh. Reg.-Rat. Prof. Dr.-Ing. Barkhausen: „Beurteilung der Grundlagen des Bauens in Holz".

Der Unterausschuß für die Abfassung einheitlicher Baupolizeivorschriften für Holz, dem der Unterzeichnete als Mitglied angehört, hat die Aufstellung von Berechnungsvorschriften für die einzelnen Holzverbindungsbauweisen abgelehnt. Wie berechtigt diese Zurückhaltung war, zeigt der Versuch des vorgenannten Verfassers, eine derartige Berechnungsweise für die zulässige Kantenpressung (Leibungsdruck) von hölzernen oder eisernen Dübeln einzuführen. Die vom Verfasser an Hand der nebenstehenden Zeichnung, Abb. 1, abgeleitete Beziehung, daß die maximale Druckspannung am Dübel gleich dem Vierfachen des gleichmäßig verteilt berechnetenLeibungsdrucks wäre, gilt unter der Voraussetzung, daß die Reibung an den Druckflächen überwunden und kein Druck auf den Grund (in der Abb. obere und untere Fläche des Dübels) vorhanden ist. Verfasser setzt damit auch die großkalibrigen Dübel, wie den Tellerdübel und Ringdübel, mit kleiner Nuttiefe l und großer Höhe d in der Wirkung den geradlinigen Bandeiseneinlagen gleich, bei denen die Nuttiefe l verhältnißmäßig groß und die Stärke d sehr gering ist. Vom Standpunkte des fortschrittlichen Holzbaus aus muß deshalb dieser Versuch des Verfassers als viel zu ungünstig entschieden abgelehnt werden. Bei den angeführten großkalibrigen runden Dübeln verhält sich der Durchmesser d zu der Nuttiefe l wie 10 : 1, es genügt deshalb schon ein Reibungskoeffizient zwischen Holz und Eisen von 0,1, um ganz abgesehen von dem Druck auf den Grund ein Kanten des Dübels, d. i. die Vorbedingung für Kantenpressungen zu verhindern. An den Beispielen des großkalibrigen Tuchschererringes hat der Unterzeichnete rechnungsmäßig bewiesen[1]), daß die maximale Verdrehung des Ringes unter dem zulässigen Leibungsdruck von 60 kg/cm² nur $^1/_3$% beträgt und daß daher die Verteilung des Leibungsdrucks über die Nuttiefe (Ringbreite) bis auf 10 % Abweichung als gleichmäßig anzusehen ist. In dem gleichen Aufsatze findet der Verfasser seine Behauptung rechnungsmäßig widerlegt, daß bei dem geschlitzten Ring gegenüber dem geschlossenen der „Widerstand gegen Verbiegen im ganzen vermindert ist". Der Ringdübel ist ähnlich wie ein Balkonträger auf Biegung und Torsion beansprucht, weswegen die vom Verfasser gebrauchte Berechnungsart, die den Ringdübel, wie auch der untere Teil der Abb. 6 zeigt, mit zwei geradlinigen Flacheisenstreifen gleichsetzt, und das sich daraus ergebende absprechende Urteil ungerechtfertigt ist.

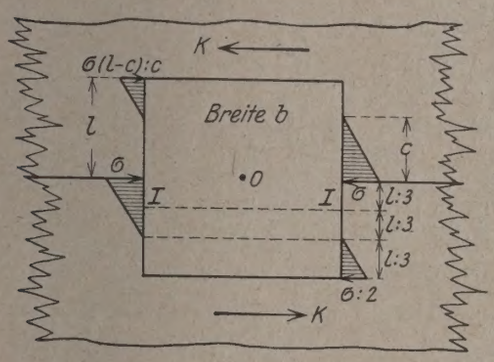


Abb. 1. Belastung eines Dübels.

Aus dieser kleinen Richtigstellung ist zu ersehen, wie schwierig es ist, für Holzverbindungen eine gerechte Berechnungsform für Kantenpressungen zu finden. Ungerecht wären derartige Bestimmungen auch im Vergleich zum Eisenbau, wo ebenfalls mit gleichmäßig verteilt berechnetem Leibungsdruck gerechnet und die tatsächlich vorliegende Verschiedenheit in der Beanspruchung der Nieten je nach der Entfernung nicht berücksichtigt wird. Will man trotzdem einen Wertmesser für die Beurteilung der verschiedenen Holzbauverbindungen hinsichtlich des zulässigen Leibungsdrucks einführen, so ist dieser einzig in dem reziproken Werte der Nachgiebigkeit (Verschiebung) unter Einfluß der Belastung zu suchen. Es ist etwa vorzuschreiben, daß bei einer bestimmten Holzverbindung der gleichmäßig verteilt berechnete Leibungsdruck zulässig ist, bei dem die Nachgiebigkeit eines Knotenpunkts oder die Verlängerung eines Untergurtstoßes das Maß von 3 mm erreicht, was durch amtliche Versuchsergebnisse nachzuweisen wäre. Will man lieber Sicherheitszahlen einführen, so könnte man auch $^1/_3$ des Leibungsdrucks als zulässig einsetzen, bei dem die Verschiebung 10 mm überschritte. Der Unterzeichnete hat eine Reihe von bekannt gewordenen Versuchen mit Holzverbindungen auf diese Bewertungsweise hin umgearbeitet und dabei die vorgenannten Werte als Mittel der modernen Bauweisen, das 2—4fache, derselben aber als Verschiebungen für Bolzen und althergebrachte Zimmermannskonstruktionen gefunden.

Berlin, den 5. November 1921. Dr.-Ing. Dr. Lewe.

[1]) Der Holzbau, Jahrgang 1920 Nr. 20.

Zu der vorstehenden Erörterung meiner Betrachtungen über die Grundlagen von Holzbauten betreffend die Beanspruchung von Dübeln oder Dollen habe ich zu bestätigen, das Herr Dr.-Ing. Lewe statisch Recht hat, wenn er darauf hinweist, daß ein Dübel, namentlich ein flach entwickelter, wie beispielsweise der Ringdübel von Tuchscherer, auch durch die Reibung unter dem Drucke auf den Dübelrand und schließlich durch den Bodendruck des Dübels in das Gleichgewicht gebracht werden kann, daß ich allein durch die Art der Verteilung des Dübeldruckes hergestellt ansehe. Auch darin stimme ich Herrn Dr.-Ing. Lewe zu, das es ein Fehler sein würde, wollte man heute bindende Vorschriften für alle Einzelheiten der Berechnung von Eisen-Holz-Bauten erlassen, zu einer Zeit, da selbst die viel durchsichtigere Wirkung der Eisenbauten noch zu Zweifeln Anlaß gibt, der Holz-Eisen-Bau aber in den meisten Punkten ungeklärt ist.

Gerade deshalb ist es aber auch untunlich, die Berechnung der Dübeldrucke auf die als sicher angesehene Wirkung der Reibung zu gründen, deren Ausnutzung für Kraftübertragung in Knoten von Bauwerken man sonst nicht zuläßt. In der Tat kommt eine statisch nicht sicher zu ergründende Vereinigung der drei Wirkungen Dübeldruck, Reibung und Bodendruck zustande, von denen der Dübeldruck allein unter allen Umständen sicher wirkt, und zwar nie mit völlig gleichmäßiger Verteilung. Deshalb bin ich der Ansicht, daß man sich zunächst allein auf ihn verlassen sollte, bis die Durchforschung etwa sichere Unterlagen für die Ausnutzung auch der beiden anderen Wirkungen geschaffen hat.

Zwar ist in Übereinstimmung mit Herrn Dr.-Ing. Lewe oben betont, daß die Bedenken bezüglich der Wirkung der Reibung und des Bodendruckes die tellerartig flachen Dübel am wenigsten treffen. Voll gelten sie für lange dünne Dübel, wie beispielsweise die Bügel in bewehrtem Grobmörtel, bei denen Reibung und Bodendruck überhaupt nicht eingeführt werden können, bei denen der zur Aufnahme der Querkräfte allein übrig bleibende Dübeldruck und die Biegung im Dübel aber so hoch werden, daß man sie nicht zulassen darf. Wesentlich sind die Bedenken noch bei den im reinen Holzbau üblichen Dübeln, bei denen das „Rollen" genannte Verkanten unter starker Beanspruchung der Hilfsbolzen auftritt, wenn man nicht den Bodendruck durch Herabsetzung des Kantendruckes am Dübel ausschließt. Meine allgemeine Erörterung der Wirkung von Dübeln auf Grund des Dübeldruckes trifft also die hier gesonderten drei Gruppen von Dübeln: ganz lange, etwa gevierte und flache, zugunsten der letzteren in unterschiedlichem Maße.

Diesen wesentlichen Vorteilen des flachen Ringdübels stehen die Eigenschaften gegenüber, daß das verbindende Glied nach Schluß der Verbindung unzugänglich und unsichtbar, dabei der Gefahr des Rostens im Innern des Holzes, auch bei Verwendung von Anstrichen, keineswegs sicher entzogen ist; daß wohl die einzelne Ringnut genau gefräst werden kann, daß aber die Wahrung der Abstände der Nuten in den Enden langer Hölzer einen bisher nicht üblichen Grad der Genauigkeit erfordert, zumal zum Nachstellen ungenau gefräster Verbindungen keine Möglichkeit besteht, also alle Spielräume zu Verformungen des Ganzen führen; daß das Anbringen mehrerer Ringe der jetzt üblichen Maße in einem schweren Knoten auf Schwierigkeiten stößt; daß das einseitige Aufschlitzen des Ringes die angenommene Gegengleichheit der Verteilung des Dübeldruckes bezüglich des in der Kraftrichtung liegenden Durchmessers stört, wofür ein Maß nicht sicher allgemein festzustellen ist.

Herrn Dr.-Ing. Lewe ist aus diesen Gründen auch darin zuzustimmen, daß es heute auch für diese Bauweise verfrüht sein würde, auf Grund wissenschaftlicher Erwägungen endgültige Vorschriften aufzustellen, daß solche vielmehr in längerer Dauer durh Beobachtung gewonnen werden müssen.

In dieser Hinsicht zur Vorsicht zu mahnen, war der Zweck auch meines Aufsatzes, nicht, die eine oder andere Bauweise ungerechter weise herabzusetzen. Daß bei dieser Absicht die Betonung erkannter oder vermuteter Mängel die der Vorzüge der einzelnen Bauweisen an Gewicht übertreffen mußte, habe ich ausdrücklich ausgesprochen.

Dr.-Ing. G. Barkhausen.

WIRTSCHAFTLICHE MITTEILUNGEN USW.

Personalien.

Anläßlich der Einweihung des Neubaues der Bauingenieurabteilung der Technischen Hochschule Karlsruhe sind nachstehende Herren zu Ehrendoktoren ernannt worden:

Prof. Dr. phil. Heinrich Albrecht, Berlin-Lichterfelde, in Anerkennung seiner hervorragenden Verdienste um die Förderung des Stadtbau-Ingenieurwesens und in Sonderheit seiner unermüdlichen Tätigkeit auf dem Gebiete des Wohnungswesens.

Regierungsbaumeister a. D. Karl Hübler, Direktor der Bauunternehmung Grün & Bilfinger, Mannheim, in Anerkennung seiner hervorragenden Leistungen auf dem Gebiete des Erd-, Tunnel- und Wasserbaues.

Minister Hermann Hummel, Karlsruhe, Ministerium des Kultus und Unterrichts, in Anerkennung der hervorragenden Verdienste, die er sich durch die sachverständige Pflege der angewandten Naturwissenschaften und durch die tatkräftige Förderung des Ausbaues der Technischen Hochschule in Karlsruhe erworben hat.

Baurat a. D. Eduard Lang, Karlsruhe, in Anerkennung seiner hervorragenden Verdienste um die Förderung der technischen Wissenschaften, durch systematische Ausgestaltung der Berechnungsmethoden und der Konstruktionen des badischen Oberbaues.

Generaldirektor Otto Meyer der Eisenbetonunternehmung Wayss & Freytag, A.-G. in Neustadt a. Haardt, in Anerkennung seines hervorragenden Wirkens für die wissenschaftliche und wirtschaftliche Vervollkommnung des Eisenbetonbaues.

Oberbaurat Friedrich Meythaler von der Oberdirektion des Wasser- und Straßenbaues in Karlsruhe, in Anerkennung der hervorragenden Verdienste, die er sich als tatkräftiger und erfolgreicher Ingenieur um den Ausbau des Rheinstromes oberhalb der Neckarmündung als Großschiffahrtsweg erwarb.

Professor Franz Schüle, Zürich, an der Eidgenössischen Technischen Hochschule, in Anerkennung seiner grundlegenden, wissenschaftlichen Arbeiten auf dem Gebiete des Eisenbetonbaues.

Direktor Fritz Trambauer der Badischen Anilin- u. Sodafabrik, Ludwigshafen, in Anerkennung seiner hervorragenden konstruktiven und organisatorischen Arbeiten bei der Neugestaltung der Bauten für die chemische Großindustrie.

Geheimer Rat Adolf Wasmer, Baudirektor a. D. der Bad. Staatsbahnverwaltung in Karlsruhe in Anerkennung der ausgezeichneten Leistungen auf dem Gebiete des Bauingenieurwesens und seiner hervorragenden Verdienste um den großzügigen Entwurf und Ausbau der badischen Bahnhofsanlagen.

Die neugeschaffene Würde eines Ehrenbürgers wurde u. a. folgenden Herren verliehen:

Baurat Dr.-Ing. e. h. Paul Bilfinger, Mannheim,

Geh. Baurat Dr.-Ing. Carstanjen, Gustavsburg,

Geh. Kommerzienrat Dr.-Ing. Eugen Dyckerhoff, Biebrich,

Direktor L. Heinrichsdorff, von der A.-G. vorm. Hilgers, Rheinbrohl,

Dr.-Ing. e. h. Kesselheim, Direktor der Bauunternehmung Ph. Holzmann, A.-G., Frankfurt a. M.,

Generaldirektor H. Knackstedt der Firma Hein, Lehmann & Co., Düsseldorf,

Geh. Rat Prof. Dr.-Ing. e. h. Müller-Breslau, Charlottenburg,

Geh. Komm-Rat Dr.-Ing. e. h. F. Schott, Heidelberg,

Verlagsbuchhändler Dr.-Ing. e. h. Fritz Springer, Berlin,

Geh. Rat Prof. Dr.-Ing. e. h., Dr. der techn. W. e. h. Engels, Dresden.

Ferner an die ausländischen Vertreter der technischen Hochschulen:

Prof. Fellenius, Stockholm, Prof. Halter, Wien,
Prof. Dr. Scharffernack, Wien, Prof. Dr. Nowack, Prag,
Prof. Rohn, Zürich, Prof. Harringheuzer, Holland.

Neue Indexzahlen für Nordamerika.

	Baukosten
1913	100,00
1920	238,79
1921 (9 Monate)	211,63
Januar	230,87
August	193,07
September	188,27

Die Höchstpreise für Zement

vom 8. Oktober d. Je. (S. 122, 195, 361, 504 und 506 d. Bl.) werden nach der Bekanntmachung des Reichskommissars für Zement vom 1. November d. J. vom 2. November ab bis auf weiteres in nachstehend angegebener Weise erhöht. Die Umsatzsteuer ist in diesen Preisen mitenthalten.

A. Für Lieferung an private Zementabnehmer:
- a) im Gebiete des Norddeutschen Zementverbandes . . . . . M. 4040,—
- b) im Gebiete des Rheinisch-Westfälischen Zementverbandes einschl. der Verkaufsvereinigung Rheinischer Hochofenzementwerke . M. 3800,—
- c) im Gebiete des Süddeutschen Zementverbandes . . . . . M. 4123,—

Für den Kleinverkauf durch den Handel wird noch folgendes bestimmt: Falls über die in diesem Kleinhandelsverkehr zu den obigen Höchstpreisen zu erhebenden Zuschläge zwischen Verbraucher- und Händlerverbänden in den einzelnen Bezirken Vereinbarungen nicht zustande kommen, beträgt der Zuschlag:

1. bei Abgabe bis 50 Sack (je 50 kg Inhalt) nicht mehr als 30 vH.,
2. bis zu 100 Sack nicht mehr als 20 vH.,
3. bis zu 199 Sack nicht mehr als 10 vH.

B. Für Lieferungen an die Staatsverwaltungen für Staatsbauten gelten dementsprechend folgende Preise:
- a) im Gebiete des Norddeutschen Zementverbandes . . . . . M. 3970,—
- b) im Gebiete des Rheinisch-Westfälischen Zementverbandes . . . . . M. 3730,—
- c) im Gebiete des Süddeutschen Zementverbandes . . . . . M. 4053,—

GERICHTLICHE ENTSCHEIDUNGEN.

Das deutsche Arbeitsrecht und seine Entwicklung.

Von Dr. Albrecht Weiß, Heidelberg.

Auf Zeiten schwerer Erschütterungen auf politischem und wirtschaftlichem Gebiete folgt die Epoche, in der die Rechtsentwicklung sich anschickt, der elementaren Entwicklung der Verhältnisse zu folgen und sich den veränderten Rechtsanschauungen anzupassen: Es folgte der französischen Revolution die Zeit der Napoleonischen Codeschöpfung, und die wirtschaftliche Umwälzung der siebziger Jahre hatte die soziale Gesetzgebung der achtziger Jahre im Gefolge.

So wetteifern denn auch heute Gesetzgebung und Rechtsprechung in der Weiter- und Neubildung eines zeitgemäßen Rechtszustandes. Während die wichtigste wirtschaftliche Folge des Weltkrieges, die Geldentwertung mit allen ihren Ausstrahlungen im wesentlichen durch die Rechtsprechung im Rahmen des geltenden Privatrechtes Berücksichtigung findet, sehen wir auf dem Gebiet der sozialen Umwälzung ein ganz neues Rechtsgebiet entstehen, das gemeinhin mit Arbeitsrecht bezeichnet wird.

Auch früher schon hat die menschliche Arbeit eine gewisse Sonderstellung in der rechtlichen Behandlung gehabt. So zeichnet sich gerade der Rechtszustand des deutschen Mittelalters durch eine sachgemäße Berücksichtigung der Arbeit als eines mit anderen Waren nicht vergleichbaren Rechtsgutes aus, nicht ohne jedoch zu der gewissen Starrheit des Zunft- und Gildenwesens zu gelangen, die nur in der Beschränktheit des damaligen Wirtschaftslebens überhaupt erträglich war. Der wirtschaftliche Liberalismus des 19. Jahrhunderts schuf hier entschiedenen Wandel: Freiheit des Individuums sollte auf jedem wirtschaftlichen Gebiet und so auch auf dem des Arbeitsvertrages herrschen. Wie der Boden, ein den übrigen Waren ebenfalls durchaus inkongruenter Gegenstand, so wurde auch die Arbeitskraft zur Ware, über die der Berechtigte nach Gutdünken verfügen konnte.

Die Industrialisierung der Wirtschaft, die Folge eben dieses Liberalismus auf wirtschaftlichem Gebiet, führte ihrerseits die angebliche Freiheit des Arbeitsvertrages ad absurdum. War es deren Absicht, daß sich Arbeitgeber und Arbeitnehmer als gleichgeordnete Vertragsparteien gegenüberstehen sollen, so bewirkte hier der Grundsatz von Angebot und Nachfrage, daß tatsächlich der Arbeitgeber der Herr des Arbeitsmarktes und damit des Arbeitsvertrages wurde. Die wenig weitsichtige Ausnutzung dieses Ergebnisses einer unrichtig orientierten rechtlichen Regelung hat auf dem Gebiete des Arbeitsrechtes, ebenso übrigens wiederum wie auf dem Gebiete des Bodenrechtes, mit die Ursache für den Zusammenbruch der Vorkriegswirtschaft abgegeben.

Den ärgsten Mißständen war auch früher bereits gesetzgeberisch begegnet worden. Das Gebiet der Frauen- und Kinderarbeit, die soziale Versicherung, die Bestimmung über die Fortdauer des Arbeitsvertrages bei Krankheit des Arbeitnehmers seien hier als Beispiele angeführt. Auch waren die Ansprüche aus dem Arbeitsvertrag, dessen rechtliche Regelung in zahlreichen Gesetzen verstreut war (so die Bestimmungen über den Dienstvertrag im BGB., über den Handlungsgehilfen im HGB., weitere, vor allem Arbeiterschutzbestimmungen in der Gew. O. usw.). vor Sondergerichten, die mit Beisitzern aus Arbeitgeber- und Arbeitnehmerkreisen besetzt waren, verfolgbar. Aber grundsätzlich war der Arbeitsvertrag eine privatrechtliche Angelegenheit, die der Kontrolle und der Einwirkung der Allgemeinheit entzogen war.

. Es war eine selbstverständliche Folge der Umwälzung, daß auf diesem Gebiete Änderungen schwerwiegender Art kommen mußten. Auch wer der Entwicklung der Verhältnisse auf anderen Gebieten ablehnend gegenübersteht, kann der Berechtigung neuer Rechtsbildung auf dem Gebiete des Arbeitsrechtes die Anerkennung nicht versagen. Wodurch unterscheidet sich denn die menschliche Arbeit von allen anderen Gütern? Arbeit ist nach der herrschenden Begriffslehre „jede Tätigkeit eines Menschen, die ein fremdes Bedürfnis zu befriedigen vermag und erfahrungsgemäß irgendwann und -wo ein Entgelt erhält". Es handelt sich hier also um eine Funktion des Menschen, während alle anderen Güter funktionell selbständig bestehen und nur durch das Band einer rechtlichen Beziehung mit dem Menschen verbunden sind. Es leuchtet nun ein, warum die rechtliche Regelung in beiden Fällen verschieden sein muß. Die menschliche Funktion in körperlicher und seelischer Beziehung muß immer der Punkt sein, um den sich der Arbeitsvertrag dreht. Die rechtliche Regelung muß daher in erster Linie berücksichtigen, daß die zu leistende Arbeit ein Ergebnis menschlichen Willens und menschlicher Körperkraft, nicht dagegen der Ausfluß eines Sachgutes ist. In diesem Sinne hat die Weimarer Verfassung als eines der „Grundrechte" die Bestimmung des Art. 157 aufgenommen: Die Arbeitskraft steht unter dem besonderen Schutz des Reiches. Das Reich schafft ein einheitliches Arbeitsrecht.'

Das Bedürfnis nach einem einheitlichen Arbeitsrecht ist angesichts der außerordentlichen Zersplitterung der Rechtsentwicklung vor dem Kriege und vor allem seit der Revolution ganz besonders stark. Die Vorbereitungen für ein einheitliches „Arbeitsgesetzbuch" werden daher eifrig getroffen. Inzwischen kann die Entwicklung jedoch nicht stille stehen, und wir beobachten daher eine Emsigkeit auf dem Gebiete der Gesetzgebung, Rechtsprechung und wissenschaftlichen Bearbeitung des Arbeitsrechtes, wie sie wohl in ihrer Intensität einzig dasteht.

Schon heben sich aus dem Gewirr feste Umrisse von einzelnen Rechtsgebieten. Neben dem Recht des Arbeitsvertrages im allgemeinen erweckt besonderes Interesse die Rechtsbildung auf dem Gebiete des Kollektivarbeitsvertrages, insbesondere des Tarifvertrages. Es entspricht der oben geschilderten Entwicklung des Arbeitsvertrages, daß der Schutz des einzelnen Arbeitsnehmers gegen Mißbrauch der wirtschaftlichen Überlegenheit des Arbeitgebers beim Abschluß des Arbeitsvertrages in erster Linie darin gefunden wird, daß die Gesamtarbeiterschaft eines Werkes dem Unternehmer als Vertragspartei gegenübertritt. So war die Beseitigung des Koalitionsverbotes einer der wichtigsten Schritte auf diesem Entwicklungswege. Aus diesen Zusammenschlüssen entwickelten sich weiterhin Organisationen der Gesamtarbeiterschaft bestimmter Gewerbezweige, die heute noch das Rückgrat der Arbeiterschaft auch in politischer Beziehung bilden. Als Reaktion auf diese Bildungen entstanden ähnliche Organisationen bei den Arbeitgebern, deren Bedeutung heute kaum geringer zu beurteilen ist. Ja, es hat den Anschein, als ob diese Art Gliederung unseres Wirtschaftslebens, die von dem Kampf um die Gestaltung des Arbeitsvertrages ihren Ausgang genommen hat, von bestimmender Bedeutung für unsere ganze politische, soziale und wirtschaftliche Entwicklung zu werden bestimmt ist.

Schon heute bilden die Arbeitsverhältnisse, die nicht kollektiv geregelt sind, in der Industrie jedenfalls, die verschwindende Minderzahl. Das große Gebiet des Arbeiterschutzes findet in den meist sehr ausführlichen Tarifverträgen häufig auch seine Regelung, soweit nicht gesetzliche Vorschriften vorhanden sind. Die einschneidendste Bestimmung auf diesem Gebiete ist wohl die Einführung des Achtstundentages, die in ihrer Absicht sozial durchaus berechtigten Erwägungen entquillt, in schematischer Anwendung jedoch zu starker Beeinträchtigung unseres Wirtschaftslebens führt und nur in Verbindung mit einer großzügigen Siedelungspolitik ihre völlige Berechtigung erwerben kann.

Was kollektiv als Arbeitsvertrag festgelegt ist, das muß vom einzelnen Arbeitnehmer und Arbeitgeber durchgeführt werden. Die Arbeitsverfassung im einzelnen Betriebe ist nur die Konsequenz der einheitlichen vertraglichen Regelung. Auf diesem Gebiete beansprucht das Betriebsrätegesetz besondere Beachtung und Kenntnis bei beiden Parteien. Die Erfahrung hat übrigens gezeigt, daß ein großer Teil der befürchteten schlimmen Folgen dieses Gesetzes bei gutem Willen beiderseits sich vermeiden läßt, und daß bei Nachlassen der gespannten wirtschaftlichen Lage gerade diese Art Arbeitsverfassung zu einem sicheren und beständigen Arbeits- und damit Wirtschaftsfrieden führen kann.

Die Sondergerichtsbarkeit des Arbeitsvertrages bedurfte mit wachsender Bedeutung dieses Rechtsgebietes ebenfalls einer Weiterbildung. Der Entwurf einer Schlichtungsordnung beabsichtigt die gesetzliche Festlegung der aus der Demobilmachungsgesetzgebung stammenden Einrichtung der Schlichungsausschüsse zur Regelung von Gesamtstreitigkeiten, während zur Erledigung von Einzelstreitverhältnissen die bestehenden Gewerbe- und Kaufmannsgerichte zu besonderen, vielleicht an die ordentlichen Gerichte anzugliedernden Arbeitsgerichten ausgestaltet werden sollen.

PATENTBERICHT.

Wegen der Vorbemerkung (Erläuterung der nachstehenden Angaben) s. Heft 1 vom 15. Januar 1921, S. 30.

A. Bekanntgemachte Anmeldungen.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 6. Okt. 1921.

Kl. 20 h, Gr. 5. Sch 58 746. Bruno Schubert, Würzburg, Semmelstr. Nr. 79 1/2. Bremsschuh mit Radstützrolle für Eisenbahnfahrzeuge. 5. VII. 20.

Kl. 20 i, Gr. 8. O 12 303. Orenstein & Koppel Akt.-Ges., Berlin. Drehstuhl für Weichen. 12. V. 21.

Kl. 20 i, Gr. 11. O 12 331. Orenstein & Koppel Akt.-Ges., Berlin. Elektrische Weichen- und Signalstellwerke mit Betriebsstromüberwachung. 26. V. 21.

Kl. 20 i, Gr. 11. O 12 332. Orenstein & Koppel, Akt.-Ges., Berlin. Überwachung elektrischer Signal- und Weichenantriebe mit Betriebsstrom. 26. V. 21.

Kl. 20 i, Gr. 33. G 53 307. Ernst Großwendt, Bayreuth. Vorrichtung zum selbsttätigenAuslösen der Notbremse. 10. III. 21.

Kl. 20 i, Gr. 33. K 76 205. Bruno Koller, Leipzig-Sellerhausen. Wurzner Str. 121. Vorrichtung gegen Überfahren des Haltesignals. 5. II. 21.

Kl. 20 i, Gr. 35. B 100 604. Leopold Berger, Dunajska-Streda, Slovakei; Vertr.: Dr. G. Döllner, M. Seiler u. E. Maemecke, Patentanwälte, Berlin SW. 61. Vorrichtung zum Verhindern von Eisenbahnzusammenstößen. 9. VII. 21.

Kl. 20 i, Gr. 36. G 52 734. Fritz Grünig, Thun, Schweiz; Vertr.: Dipl.-Ing. Joh. Ingrisch, Pat.-Anw., Barmen. Signaleinrichtung zur Verhütung von Unglücksfällen. 4. I. 21. Schweiz 25. XI. 20.

Kl. 37 b, Gr. 5. H 83 320. Heinrich Hollweg, Leipzig-Großzschocher, Kirchstr. 28. Lösbare Klammerverbindung von Konstruktionsteilen; Zus. z. Patent 341 604. 29. XI. 20.

Kl. 42 a, Gr. 20. G 51 519. Ernst Goletz, Morgenroth, Kr. Beuthen O.-Schl. Kastenartiges Gerät zum Durchpausen von Zeichnungen. 19. VII. 20.

Kl. 42 c, Gr. 9. P 39 754. Hermann A. Polak, Budapest, Ungarn. Vertr.: Dr. S. Lustig, Pat.-Anw., Breslau. Gerät zum selbsttätigen Aufnehmen und verkleinerten Aufzeichnen des senkrechten Schnitts eines mit ihm durchfahrenen Geländes. 28. IV. 20.

Kl. 80 b, Gr. 3. Sch 57 458. Schmelz- und Hüttenwerk Oberschöneweide, Julius Neumann, Post Cöpenick. Verfahren zur Herstellung eines Mörtelbildners aus Müll, Feuerungsrückständen u. dergl. Abfällen unter Zusatz von Kalk. 5. II. 20.

Kl. 80 b, Gr. 12. L 49 336. Wilhelmine Londenberg, geb. Fehmer, Berlin, Lützowstr. 11. Verfahren zur Herstellung von Lehmsteinen und Lehmstampfmassen. 24. XI. 19.

Kl. 80 b, Gr. 21. Sch 59 951. Wilhelm Ludwig Paul Cleff, Haag, Holland; Vertr.: H. Neuendorf, Pat.-Anw., Berlin-Karlshorst. Verfahren zur Erzeugung von Steinen, Platten u. dgl. aus Bimssand. 19. XI. 20.

Kl. 84 d, Gr. 2. M 68 164. Friedrich von Marées, Frimmersdorf b. Grevenbroich. Ein mit Anschlag in der Grabstellung gegen den Löffelstiel sich abstützender Baggerlöffel. 31.I.20.

Kl. 84 d, Gr. 2. M 71 046. Heinrich Müller, Grube Wilhelmine b. Niederfischbach, Kr. Altenkirchen. An der Eimerkette eines Baggers zwischen den Eimern nachgiebig befestigte Schneidewerkzeuge. 10. I. 19.

Kl. 84 d, Gr. 2. O 12 014. Orenstein & Koppel, Akt.-Ges., Berlin. Löffelbagger. 30. XII. 20.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 10. Okt. 1921.

Kl. 19 a, Gr. 24. M 66 966. Rheinische Stahlwerke, Duisburg-Meiderich. Schienenbefestigung auf Eisenschwellen für Kleinbahnen. 30. IX. 19.

Kl. 20 i, Gr. 12. Y 433. Gustave Yseboodt, Brüssel; Vertr.: Dipl.-Ing. A. Kuhn, Pat.-Anw., Berlin SW 61. Kettenverbinder für Eisenbahnsignal- und Weichenleitungen. 3. IV. 20.

Kl. 20 i, Gr.34. W 55 659. Jean Francis Webb sr. u. Jean Francis Webb jr., New York, V. St. A.; Vertr.: Pat.-Anwälte Dipl.-Ing. H. Caminer, Berlin W 62, und Dipl.-Ing. K. Wentzel, Frankfurt a. M. Vorrichtung zum selbsttätigen Anhalten von Zügen. 30. VI. 20. V. St. Amerika 12. X. 14.

Kl. 37 d, Gr. 40. M 81 094. Karl Metzger, Vaihingen a. d. F. Vorrichtung zum Ausfugen von Mauerwerk. 16. X. 20.

Kl. 84 d, Gr. 2. N 17 961. Chr. J. Nordby, Jarlsberg, Norwegen; Vertr.: W. J. E. Koch, Dipl.-Ing. C. Resek u. Dr. W. Pogge, Pat.-Anwälte, Hamburg. Becherwerk für Grabmaschinen. 14. VI. 19.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 13. Okt. 1921.

Kl. 19 a, Gr. 28. K. 76 843. Dr.-Ing. Otto Kammerer, Charlottenburg, Lyckallee 12 u. Wilhelm Ulrich Arbenz, Zehlendorf b. Berlin, Sophie-Charlotte-Str. 11. Zwängrolle für Gleisrückmaschinen; Zus. z. Pat. 310 983. 16. III. 21.

Kl. 20 i, Gr. 34. R 48 942. James Bernard Regan, New York, V. St. A., Vertr.: R. H. Korn, Pat.-Anw., Berlin SW 11. Zugkontrollsystem. 1. XII. 19.

Kl. 37 a, Gr. 4. H 90 053. Franz Hauck, Berlin, Potsdamer Str. 136/137. Verfahren und Einrichtung zum fugendichten Austüllen der Gefache von Holzbauten aus Hohlkörpern. 17. II. 20.

Kl. 85 e, Gr. 1. W 43 580. Dr.-Ing. Richard Weiß, Köln-Braunsfeld, Aachener Str. 567. Notauslaßkläranlage. 1. XI. 13.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 17. Okt. 1921.

Kl. 5 d, Gr. 8. G 50 921. Gesellschaft für nautische Instrumente, G. m. b. H., Kiel. Registriervorrichtung für Lotapparate zum Aufzeichnen der Abweichungen von Bohrlöchern von der Senkrechten; Zus. z. Pat. 289 869. 4. V. 20.

Kl. 5 d, Gr. 8. G 53 589. Gesellschaft für nautische Instrumente, G. m. b. H., Kiel. Registriervorrichtung für Lotapparate zum Aufzeichnen der Abweichung von Bohrlöchern von der Senkrechten; Zus. z. Pat. 289 869. 4. V. 20.

Kl. 20 i, Gr. 28. A 34 511. Allgemeine Elektrizitäts-Gesellschaft, Berlin. Elektrisches Blockfeld. 8. XII. 20.

Kl. 20 i, Gr. 31. A 33 037. Arminius G. m. b. H, Coswig i. Sa. Schienenstromschließer. 23. II. 20.

Kl. 37 b, Gr. 1. A 35 569. Arno Anke, Waldhof-Gartenstadt, Hohlbaustein; Zus. z. Pat. 338 204. 30. V. 21.

Kl. 80 b, Gr. 2. Sch 61 315. Schmelz- und Hüttenwerk Oberschöneweide, Julius Neumann, Köpenick. Verfahren zur Gewinnung von Ätzkalk, insbesondere für die Herstellung eines Mörtelbildners aus Müll u. dgl. 5. II. 20.

Kl. 80 b, Gr. 3. N 18 891. Ernst Natho u. Dr. Franz Wolf, Essen, Maxstr. 7. Verfahren zur Herstellung von künstlichem Traß. 23. IV. 20.

Kl. 80 b, Gr. 3. N 18 942. Ernst Natho u. Dr. Franz Wolf, Essen, Maxstr. 7. Verfahren zur Herstellung von künstlichem Traßzement und Traßkalk. 29. IV. 20.

Kl. 80 b, Gr. 5. N 19 787. Ernst Natho u. Dr. Franz Wolf, Essen, Maxstr. 7. Verfahren zur Verlangsamung der Abbindezeit von Hochofenzement bei Verwendung einer hochaktiven, außerordentlich tonerdereichen, schnellbindenden Hochofenschlacke. 26. III. 21.

Kl. 80 b, Gr. 12. L 49 036. Wilhelmine Londenberg, geb. Fehmer, Berlin, Lützowstr. 111. Verfahren zur Herstellung von Bauelementen aus Lehm- und Schlickmassen. 30. I. 19.

Kl. 80 b, Gr. 19. N 19 318. Niels Peter Nielsen, Vanlöse b. Kopenhagen; Vertr.: E. Cramer u. Dr. H. Hirsch, Pat.-Anwälte, Berlin NW 21. Verfahren, Zementwaren durch Imprägnieren dicht und widerstandsfähig zu machen. 23. X. 20 Dänemark 10. X. 19.

B. Erteilte Patente.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 10. Okt. 1921.

Kl. 5 c, Gr. 4. 344 209. Wilhelm Breil, Essen-Bredeney. Verfahren zum Herstellen einer Schachtauskleidung aus Eisenbeton mit gitterartigen Eiseneinlagen und äußerem Blechmantel für Gefrierschächte. 30. XII. 16. B 83 065.

Kl. 5 c, Gr. 4. 344 312. Peter Dewes, Sulzbach, Saar. Mehrteiliger Grubenstempel. 20. V. 20. D 37 616.

Kl. 5 c, Gr. 4. 344 313. Fa. Heinrich Stöcker, Bauunternehmung, Köln-Mülheim. Schachtauskleidung aus Eisenbeton. 5. VIII. 19. P 38 177.

Kl. 19 a, Gr. 3. 343 947. Georgs-Marien-Bergwerks- und Hütten-Verein, Akt.-Ges., Osnabrück. Eisenquerschwelle; Zus. z. Pat. 330 360. 7. V. 19. G 48 245.

Kl. 19 a, Gr. 14. 344 317. The P. & M. Company, Chicago, V. St. A.; Vertr.: Dr. Breitenbach, Pat.-Anw., Düsseldorf. Einteilige, federnde Schienenklemme. 1. II. 20. C 28 728.

Kl. 19 a, Gr. 28. 344 317. Otto Felgenhauer, Schoppinitz O. S. Gleisrückmaschine. 10. X. 20. F 47 799.

Kl. 20 i, Gr. 5. 344 045. Wilhelm Schroeter, Berlin, Kochhannstr. 13. Aufschneidbare Weichenstellvorrichtung für Straßenbahnen. 27. II. 21. Sch 60 893.

Kl. 20 i, Gr. 11. 344 046. Eisenbahnsignal-Bauanstalt Max Jüdel & Co., Akt.-Ges., Braunschweig. Elektrisch betriebene Vorrichtung zum Stellen von Signalen u. dgl.; Zus. z. Pat. 337 737. 7. IV. 21. E 26 469.

Kl. 20 i, Gr. 30. 344 319. Wilhelm Depta und August Olbrich, Rudzinitz, O. S. Blocksignalsicherheitseinrichtung. 24 IV. 20. D 37 487.

Kl. 20 i, Gr. 39. 344 148. Gerhard Rust, Wilhelmsburg, Elbe. Elektrische Signalvorrichtung bei Straßenbahnkurven. 22. X. 20. R 51 378.

Kl. 37 b, Gr. 3. 344 306. Luftschiffbau Zeppelin G. m. b. H., Friedrichshafen a. B. Knotenpunktverbindung für geschlossene Querschnitte des Leichtträgerbaus. 14. X. 17. L 45 729.

Kl. 37 b, Gr. 5. 344 333. Dr.-Ing. Maier-Leibnitz, Eßlingen a. N. Zug- und druckfeste Verbindung von hölzernen mit metallenen Konstruktionsteilen. 22. VI. 18. M. 63 451.

Kl. 37 e, Gr. 9. 344 251. Paul Fuchs, München, Ottostr. 5. Verschalung aus Blechplatten. 22. I. 18. F 42 720.

Kl. 42 a, Gr. 10. 344 252. Herbert Petter, Neukölln, Boddinstr. 4. Füllreißfeder. 23. X. 20. P 40 908.

Kl. 65 a, Gr. 53. 343 899. Emanuel Couvreur, Paris; Vertr.: Dipl.-Ing. W. Riese, Pat.-Anw., Charlottenburg. Zugvorrichtung, insbesondere zum Schleppen von Schiffen, bei welcher die Spannung des Zugorgans zur selbsttätigen Regelung des Schleppvorgangs benutzt wird. 28. III. 20. C 28 896. Belgien 14. V. 19.

Kl. 65 a, Gr. 53. 344 004. Anton Bröer, Kiel, Küterstr. 20—24. Schleppverfahren für Stromschiffahrt. 8. III. 21. B 98 641.

Kl. 80 b, Gr. 19. 344 126. Jan Gerko Wiehenga und Pieter Wyn, s'Gravenhage, Holland; Vertr.: Abrahamsohn, Pat.-Anw., Berlin SW 47. Verfahren zum Wasserdichtmachen von Röhren nud anderen Hohlkörpern aus bewehrtem Beton. 6. I. 21. W 57 152. Holland 6. IX. 20.

Kl. 84 a, Gr. 2. 343 922. Carl Hauer, Hamburg, Heinickestr. 1. Prismatischer Formstein für Uferbauten u. dgl. mit Nuten und Rippen parallel zur Stirnfläche. 26. VIII. 15. H 68 856.

Kl. 85 b, Gr. 3. 344 300. Ozongesellschaft m. b. H., Berlin, u. Ernst Daur, Pforzheim. Einrichtung zur Überwachung einer selbsttätig wirkenden Anlage zum Zusetzen von sterilisierend wirkenden Stoffen zum Wasser. 18. I. 21. O 12 049.

Bekanntgemacht im Reichsanzeiger vom 17. Okt. 1921.

Kl. 19 a, Gr. 22. 334 715. Franz Melaun, Neubabelsberg bei Berlin. Schienenstoßverbindung für Straßenbahnschienen. 27. III. 20. M 68 758.

Kl. 20 i, Gr. 38. 344 391. McKenzie, Holland & Westinghouse Power Signal Company Limited u. Thomas Joseph Hornblower, London: Vertr.: Dr. A. Levy u. Dr. F. Heinemann, Pat.-Anwälte, Berlin SW 11. Eisenbahnsignalsystem. 17. I. 20. M 67 991. England 10. XII. 18.

Kl. 37 f, Gr. 4. 344 539. Louis Henri Guimonneau, Le Raincy, Frankr.: Vertr.: R. H. Korn, Pat.-Anw., Berlin SW 11 Bauweise für zerlegbare mörtellose Mauern. 23. I. 20. G. 50 115. Frankreich 25. I. 19.

Kl. 37 f, Gr. 8. 344 540. Friedrich Fischer, Wien; Vertr.: M. Wagner, Pat.-Anw., Berlin SW. 11. Lagerung für eiserne Hallendächer. 22. X. 20. F 47 873. Österreich 9. XII. 19.

Kl. 80 a, Gr. 13. 344 838. Bayer. Bergärar, vertreten durch die Generaldirektion der Berg-, Hütten- und Salzwerke, München. Vorrichtung zur Mitnahme und Freigabe des Stampfers oder Bären von Stampfmaschinen, Rammvorrichtungen, Fallhämmern u. dgl. 8. V. 18. B 86 326.

Kl. 80 d, Gr. 46. 344 693. Karl Lehmann, Karlsruhe i. Bi, Rudolfstraße 7. Vorrichtung zur Herstellung von Betonformlingen. 12. III. 19. L 47 903.

Kl. 80 b, Gr. 1. 344 839. Sigmund Hermann Mezger, Berlin, Bregenzer Str. 4. Verfahren zur Herstellung von Bauwerkskörpern unter Benutzung der Gußform gemäß Pat. 298 150; Zus. z. Pat. 298 150. 20. III. 21. M 72 999.

Kl. 84 c, Gr. 2. 344 369. Ed. Züblin & Cie. Akt.-Ges., Zürich, Schweiz; Vertr.: Dipl.-Ing. E. Wesnigk, Pat.-Anw., Berlin SW 61. Verfahren zum Herstellen von Ortpfählen aus Beton in einem Vortreibrohr. 4. X. 19. Z 11 153. Schweiz 18. II. 19.

BUCHBESPRECHUNG.

Die Flußmetalle im Brückenbau, insbesondere ihre Einführung. Von Dr.-Ing. Albrecht. Verlag von Wilhelm Engelmann, Leipzig. 58 Seiten mit 18 Abb. Preis geh. 12 M + 50 vH Verleger-Teureungszuschlag + 20 vH Sortimentszuschlag.

Die 1920 erschienene, 1914 bearbeitete Broschüre ist flott und anregend geschrieben und läßt den im großen und ganzen bekannten Gang der Entwicklung des Eisens als Brückenbaustoff in geschickter Darstellungsform am Leser vorüberziehen. In dem Abschnitte über die Eisenerzeugung in der Vorzeit wird nur der Geschichtsforscher Stellung nehmen können. In den folgenden Abschnitten vom 18 bis 20. Jahrhundert fühlt sich auch der Techniker zu Hause und er findet hier die von Mehrtens, dem Geschichtsschreiber der eisernen Brücken und dem erfolgreichen Bahnbrecher für das Thomasflußeisen, in seinen Vorlesungen vertretenen Gedankengänge aufgenommen und belebt. Das gilt sowohl für die rückwärtsschauenden Betrachtungen wie für die Erwägungen über die weitere Entwickelung der Dinge.

Für jüngere Fachgenossen, insbesondere für Ingenieure, die sich bisher nur mit dem augenblicklich vorliegenden Eisenbaustoff befaßt haben, wird das Lesen der Broschüre eine wertvolle Erweiterung des Gesichtskreises zur Folge haben. Dr. Kunze.

Für die Schriftleitung verantwortlich: Geheimrat Dr.-Ing. E. h. M. Foerster, Dresden. — Verlag von Julius Springer in Berlin W.
Druck von H. S. Hermann & Co., Berlin SW 19, Beuthstrasse 8.

DIE WASSERKRAFTWIRTSCHAFT IN BAYERN

Soeben erschienen!

HERAUSGEGEBEN VOM STAATSMINISTERIUM
DES INNERN ♦ OBERSTE BAUBEHOERDE
ABTEILUNG FÜR WASSERKRAFTAUSNÜTZUNG
UND ELEKTRIZITÄTSVERSORGUNG

KOMMISSIONSVERLAG JOS·ALBERT MAHR UNIVERSUM·BUCHHANDLUNG
FÜR WISSENSCHAFTLICHE SPEZIALGEBIETE MÜNCHEN KARLSPLATZ 24

Der vielfach geäußerte Wunsch, es möchte durch Herausgabe einer kurzgefaßten Schrift den zahlreichen Besuchern der

Ausstellung für Wasserstraßen- und Energiewirtschaft in München Juni/Juli 1921

das Wesentlichste des dargebotenen Materials zielbewußter Wasserkraftwirtschaft gesichert und denjenigen, die die Ausstellung nicht besuchen konnten, ein gewisser Ersatz für die versäumte Gelegenheit geboten werden, gab Veranlassung zu dieser Veröffentlichung.

Die Abhandlung gibt nach einem kurzen Rückblick auf die Entwicklung des Wasserkraftausbaues eine eingehende Untersuchung der technischen Grundlagen der Wasserkrafterschließung und bespricht, wie weit diese jetzt gediehen ist. Es folgt eine Übersicht über die voraussichtliche Entwicklung des Kraftbedarfs und der Bedarfsdeckung bis zum Jahre 1950. Weitere wichtige Kapitel aus dem Inhalt sind: Erschwernisse des Wasserkraftausbaues — Wirtschaftlichkeit des Ausbaues der Wasserkräfte im Vergleich zur Dampfkraft — Behandlung von Gesuchen um Überlassung von Wasserkräften usw.

Pläne, Übersichten und eine große Anzahl interessanter Abbildungen, deren geradezu vorbildliche Darstellungsweise vielen Lesern völlig neu sein dürfte, ergänzen den Text in glücklicher Weise.

Um dem Buche weiteste Verbreitung nicht nur in den Fachkreisen, sondern auch beim großen Publikum, das Anteil an der Erschließung neuer Energiequellen nimmt, zu sichern, ist der in Anbetracht des Gebotenen außerordentlich niedrige Preis von Mk. 25.— für das Exemplar festgesetzt worden.

Wir bitten um Aufgabe Ihrer Bestellung und um Beachtung der kleinen Zusammenstellung wichtiger Wasser-Literatur auf der letzten Seite dieses Prospektes.

Hochachtungsvoll

JOHS. ALB. MAHR
Universum-Buchhandlung für wissenschaftliche Spezialgebiete
München, Karlsplatz 24.

Strombedarf und Bedarfsdeckung im rechtsrheinischen Bayern.

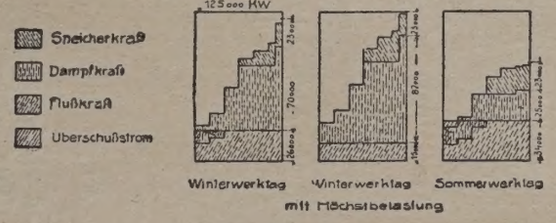
Allgemeine Elektrizitätsversorgung [Bayernwerk] und Bahnelektrisierung.

Maßstab:
Längen 0 — 24 Std.
Höhen 0 — 60 000 — 120 000 KW.

Erläuterung:
Während bisher (1920) ein großer Teil des Strombedarfs aus Wärmekraftwerken gedeckt werden mußte und mangels eines genügenden Zusammenschlusses zeitweise nicht einmal die bestehenden Wasserkraftwerke zur vollen Ausnützung gelangten, wird nach Inbetriebnahme der z.Zt. im Bau befindlichen Wasserkraftanlagen des Walchenseewerkes, der mittleren Isar und anderer, sowie der 100 000 Volt Leitung des Bayernwerkes (1925) der Bedarf an Dampfkräften außerordentlich vermindert und die Nutzbarkeit der Wasserkräfte wesentlich gesteigert. Nach Vollausbau (1950) ist eine reichliche Deckung des Bedarfs aus den Wasserkräften gesichert. Für die Nutzung des Überschußstromes kommen die elektrochemische Industrie und benachbarte Wärmekraftgebiete in Betracht.

1920

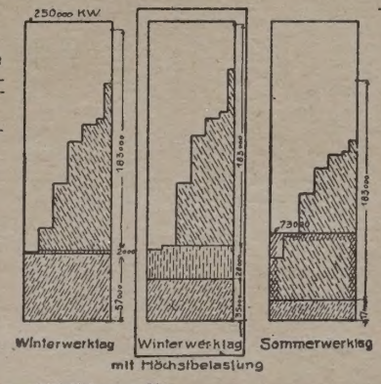
Bedarf: Allgem. Elektrizitätsversorgung	120 000	KW Höchstleistung,	605	Mill. KW Std. Jahresarbeit
Bahnbetrieb:	5 000	" "	15	" " " "
zusammen:	125 000	" "	520	" " " "
Bedarfsdeckung: Speicherkräfte:	23 000	" "	70	" " " "
Flußkräfte	37 000	" "	260	" " " "
Dampfkräfte:	87 000	" "	230	" " " "
zusammen:	147 000	" "	560	" " " "
Überschußstrom der Wasserkräfte			40	pro Jahr



1925

Nach Inbetriebnahme der z.Zt. im Bau befindlichen Wasserkraftanlagen und des Bayernwerkes.

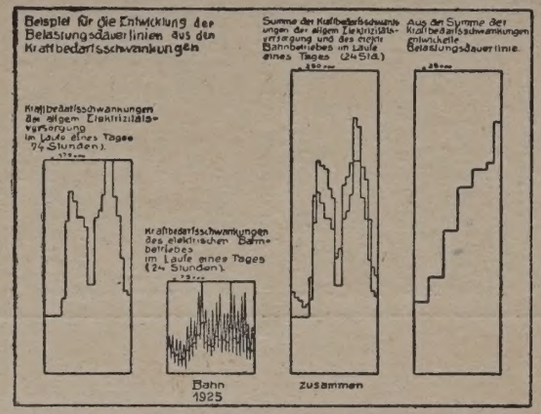
Bedarf: Allgem. Elektrizitätsversorgung:	175 000	KW Höchstleistung,	740	Mill. KW Std. Jahresarbeit
Bahnbetrieb:	75 000	" "	220	" " " "
zusammen:	250 000	" "	960	" " " "
Bedarfsdeckung: Speicherkräfte	183 000	" "	690	" " " "
Flußkräfte	72 000	" "	570	" " " "
Dampfkräfte	28 000	" "	20	" " " "
zusammen:	283 000	" "	1280	" " " "
Überschußstrom der Wasserkräfte			320	pro Jahr



1950

Nach Vollausbau der Wasserkräfte und Durchführung des elektrischen Bahnbetriebes.

Bedarf: Allgem. Elektrizitätsversorgung:	300 000	KW Höchstleistung,	1470	Mill. KW Std. Jahresarbeit
Bahnbetrieb	450 000	" "	1300	" " " "
zusammen:	750 000	" "	2770	" " " "
Bedarfsdeckung: Speicherkräfte	365 000	" "	1350	" " " "
Flußkräfte	805 000	" "	2150	" " " "
zusammen:	1170 000	" "	6500	" " " "
Überschußstrom der Wasserkräfte			3730	pro Jahr



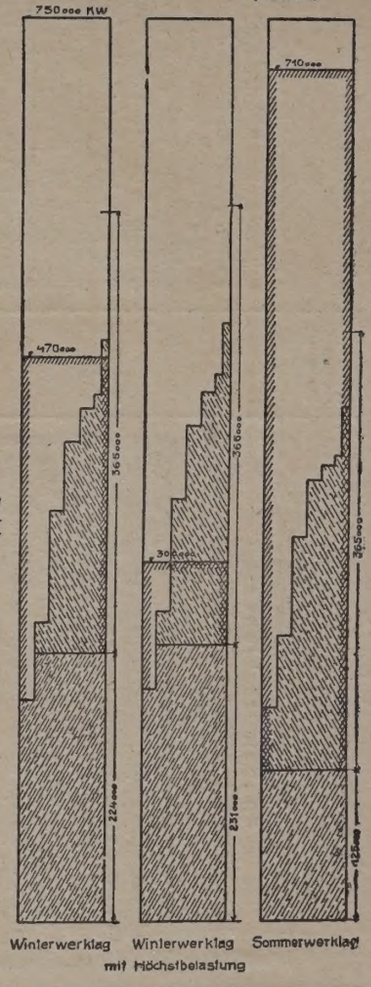


Abbildung 27

Von JOHS. ALB. MAHR, Universum-Buchhandlung für wissenschaftliche Spezialgebiete
München, Kontorhaus, Stachus, Karlsplatz 24, Fernsprecher Nr. 54830, Postscheck-Konto Nr. 15625, bestelle:

Anzahl der gewünschten Exemplare

Soeben erschienen:
Die Wasserkraftwirtschaft in Bayern.
Mk. 25.–.

Das Walchenseewerk. Herausgeg. vom Staatsministerium des Innern, Oberste Baubehörde. 3. Auflage. 6. bis 10. Tausend. Mit einem Übersichtslageplan, einem Übersichtshöhenplan und einer doppelseitigen Ansicht des Walchenseewerkes aus der Vogelschau. Preis Mk. 4.50.

Die Wasserkraftwirtschaft Deutschlands und ihre neuen Aufgaben. Herausgeg. auf Anregung des preuß. Ministeriums der öffentl. Arbeiten mit einer Anzahl hervorragender Sachverständiger von Dr. ing. Sympher. Zwei starke Bände mit einer Fülle v. Material, Karten, Plänen, schwarzen und farbigen Abbildungen. 2. Aufl. Berlin 1921. Mk. 250.–.

Leiner, Ertragreicher Ausbau von Wasserkräften. Geb. Mk. 56.–. Mit sachlicher Schärfe entwickelt der Verfasser die strengen Zusammenhänge aller Faktoren, gipfelnd im Verhältnis Betriebskosten – Belastungsmöglichkeit. Ein Buch, so recht für die solide Praxis geschaffen.

Mattern, Die Ausnutzung der Wasserkräfte. Technische und wirtschaftl. Grundlagen; neuere Bestrebungen **aller Kulturländer.** Ein starker Band von über 1000 Seiten mit 349 Abbildungen. 2. Aufl. 1921 in Leinwand gebunden Mk. 212.–.

Ludin, Die Wasserkräfte, ihr Ausbau und ihre wirtschaftliche Ausnutzung. Ein technisch-wirtschaftliches Lehr- u. Handbuch. Preisgekrönt von der Akademie des Bauwesens in Berlin. 2 Bände mit 11 Tafeln und 1087 Abb. im Text. Unveränderter Neudruck 1921. Geb. etwa Mk. 400.– bis 500.–.

Engels, Handbuch des Wasserbaues für das Studium und die Praxis. 2. verbesserte und vermehrte Auflage 1921. 2 Bände geb. Mk. 292.–, in Halbfranz. geb. Mk. 340.–.

Anzahl der gewünschten Exemplare

Die Wasserkräfte Bayerns. Bearbeitet von der Obersten Baubehörde, ein Band Text, zwei Bände Pläne u. Karten. Wenn das 1907 erschienene Werk zum Teil auch veraltet ist, so birgt es doch eine solche Fülle von auch heute noch brauchbarem Material, daß sich die Anschaffung für den Preis von Mk. 150.– für die drei in Leinw. geb. Bände unbedingt verlohnt, zumal nur noch wenige Exempl. vorhanden sind. Eine Neubearbeitung ist ausgeschlossen, da die Herstellungskosten allein mindestens das Zehnfache des jetzigen Verkaufspreises betragen würden.

Hallinger, Die Großwasserkräfte an der Main-Donau-Wasserstraße in Bayern. Mit zahlreichen Tafeln und Textbildern. Mk. 25.–.

Hallinger, Bayerns Wasserkräfte u. Wasserwirtschaft. Mk. 4.50. Sämtliche Schriften von Hallinger sind, soweit nicht vergriffen, vorrätig.

Schlotthauer, Über Wasserkraft- u. Wasserversorgungsanlagen. Praktische Anleitung zu ihrer Projektierung, Berechnung u. Ausführung. 2. Auflage mit 20 Abb. geb. Mk. 28.–.

Die Rhein-Main-Donau-Großschiffahrtsstraße im Bild von der Loreley bis Passau. Nach Aquarellen von Jos. Ruep. Mk. 10.–. Herausgeg. vom Main-Donau-Stromverband.

Danner, Die Bedeutung der Binnenschiffahrt für die Volkswirtschaft und deren Wiederaufbau. 1921. Mk. 20.–.

Denkschrift über den Großschiffahrtsweg Rhein-Main-Donau. Mit zahlreichen Karten und Plänen. Mk. 20.–.

Untersuchung über die verkehrswirtschaftl. Bedeutung eines Main-Donau-Kanals. Mit zahlreichen Karten und Plänen. Mk. 20.–.

Die Wasserkraft. Zeitschrift für die gesamte Wasserwirtschaft. Monatlich zwei Hefte. Preis vierteljährlich Mk. 10.–.

Krieger, Die Großwasserkraftanlagen Mittlere Isar. Mk. 2.–.

Name: .....

Adresse: .....

Preise und Lieferungsmöglichkeit vorbehalten. – Nach dem Ausland zu besonderen Umrechnungskursen.

Wir bitten um Inanspruchnahme unseres reichhaltigen Lagers von Literatur über Wasserkraft – Wasserstraßen – Turbinen – Elektrizitätserzeugung und Versorgung und aller damit zusammenhängenden Gebiete.

J. A. Mahr, Technische Literaturzentrale München
Universum-Buchhandlung.

MITTEILUNGEN
der
DEUTSCHEN GESELLSCHAFT FÜR BAUINGENIEURWESEN
Schriftleitung: Regierungs-Baumeister Fr. Eiselen. Berlin-Lichterfelde, Karlstraße 99. Telephon: L. 1040.

2. Jahrgang | 15. Januar 1921 | Nr. 1

DIE WASSERKRÄFTE UND IHR WIRTSCHAFTLICHER WERT.

Aussprache im Anschluß an den Vortrag Schmick
in der 1. Hauptversammlung der „Deutschen Gesellschaft für das Bauingenieurwesen".

(Vgl. Nr. 3 und 4 der „Mitteilungen", Jahrg. 1920.)

An den Vortrag schloß sich eine Aussprache, in der die Herren Dr.-Ing. Rümelin, München, der inzwischen verstorbene Entwurfsverfasser für das Kraftwerk „Mittlere Isar" und Geh. Baurat Mattern, Berlin, noch einige selbständige Ergänzuugen zu dem Thema brachten.

1. Dr.-Ing. Rümelin über: Die Möglichkeit der wirtschaftlichen Wertsteigerung der Wasserkräfte.

Zur Steigerung des wirtschaftlichen Wertes von Wasserkräften sind nach den Ausführungen des Vortragenden zwei Wege möglich: eine Vergleichmäßigung des Wasserhaushaltes und anderseits ein Wertvollermachen der hydraulischen Jahresarbeit. Das Vergleichmäßigen kann erreicht werden durch Aufspeichern des Wassers und durch Bildung von Betriebsgemeinschaften. Unter letzteren sind rein wasserwirtschaftliche Betriebsgemeinschaften und auch solche der Wasserkraftausnutzung in Verbindung mit anderen Energiequellen zu verstehen. Zum Wertvollermachen ist das Spitzenfähigmachen der Wasserkraft und das Kombinieren nötig, d. h. Wasserkraftaufgaben müssen mit anderen wasserwirtschaftlichen Zwecken verbunden werden. Spitzenfähig machen und speicherfähig machen von Wasserkräften ist zweierlei; ersteres verungleichmäßigt, letzteres vergleichmäßigt die Wasserführung. Die Spitzenkraft ist wertvoller als die andere Wasserkraft. An dem Beispiel des Oberrheins zwischen Straßburg und Basel hat Rümelin ausgerechnet, daß sich die meiste Spitzenkraft beim Staffelflußausbau gewinnen läßt, den man früher mit Kanalisation bezeichnete; bedeutend weniger Spitzenkraft gibt der Ausbau mit Seitenkanälen (französisch Canalisation), von dem es zwei Ausführungen, die Tandemwerke und die Kettenwerke gibt [1]).

Der Name Tandemanlagen stammt ursprünglich vom Radrennsport und ist dann in die Dampfmaschinenpraxis übergegangen; er ist auch bei Wasserkraftanlagen zweckmäßig, wobei darunter zu verstehen ist, daß mehrere Werke an einem gemeinsamen Wehr und Wehrkanal sitzen und mit gemeinsamer Wasserwirtschaft arbeiten. Bei den Kettenwerken dagegen sind die einzelnen Turbinenstationen getrennt und können sogar in besonderen Händen sich befinden. Wenn man mit Seitenkanälen, gleichgültig ob sie Tandem- oder Kettenwerke sind, Spitzenkraft liefern will, so müssen sie natürlich zu Beginn einen Spitzenweiher und am Ende einen Gegenweiher erhalten, welch letzterer die Verungleichmäßigung der Wasserführung wieder aufhebt, damit die Unterlieger am Fluß nicht geschädigt werden.

Speicherfähig kann man sowohl Hochdruckanlagen wie Niederdruckanlagen machen. Wie man Niederdruckanlagen speicherfähig macht, habe ich an der „Mittleren Isar", gezeigt. Dort ist der Spitzenweiher von 3 Millionen cbm Inhalt, dem ein Gegenweiher von eben solcher Größe entsprechen muß, erweitert zu einem Speicherweiher von rund 30 Millionen cbm Inhalt. Ein Speicherweiher braucht keinen Gegenweiher.

[1]) Wenn am Oberrhein der Ausnutzungswert beim Staffelflußausbau mit 100 vH bezeichnet wird, so ist er 80 vH beim Seitenausbau mit Tandemanlage, 60 vH beim Kettenwerke.

Das Speicherfähigmachen von Hochdruckanlagen geschieht auf dreierlei Weise. Entweder, das ist das gewöhnliche, werden die überschüssigen Hochfluten einfach eingeleitet in den Weiher, oder es wird die bisher sogenannte künstliche hydraulische Akkumulierung angewendet, für welche ich in meiner Zeitschrift „Wasserkraft" den deutschen Namen „Pumpspeicherung" vorgeschlagen habe, der das Wesen der Sache deutlich macht, oder endlich es werden ähnlich wie beim Ludin'schen Vorschlag für das Murgwerk mehrere Hochdruckspeicher parallel geschaltet, so wie das erstmals beim Flamisellwerk in den Pyrenäen geschehen ist und gegenwättig bei dem großen Silawerk in Apulien in größtem Maßstabe ausgeführt werden soll.

Ganz außerordentlich zur Vergleichmäßigung der Wasserwirtschaft dient das Hilfsmittel der wasserwirtschaftlichen Betriebsgemeinschaften. In ihrer Art möglichst verschiedene Anlagen, so also z. B. Hochdruck- und Niederdruckanlagen, arbeiten auf ein gemeinsames Netz. Das Zusammenarbeiten eines spitzenfähigen Niederdruckwerkes beispielsweise mit einer speicher- und spitzenfähigen Hochdruckanlage denke ich mir wie ein Orgelspiel. Die Spitzen und Senken des Niederdruckwerkes sind der basso continuo, der in mächtig abgesetzten Stößen wuchtig und langsam dahinschreitet, während die vielen Spitzen des Hochdruckwerkes die Melodien der Orgelpfeifen darstellen, die in mehr oder weniger lebhaftem Tempo, in größeren oder kleineren Intervallen auf- und niedersteigen. In einer Kommissionsbearbeitung des bayerischen Energiewirtschaftsrates habe ich das Beispiel der Mittleren und Unteren Isar in Zusammenarbeit mit dem Walchenseewerk eingehend untersucht. Bei dieser Gelegenheit wurde auch gefunden, daß für solches Zusammenarbeiten die Pumpspeicherung wertvolle Dienste leisten kann, wenn nur der Speicherraum des Hochdruckwerkes genügend groß ist; dann erfolgt zweckmäßig die Pumpspeicherung mit dem herbeigeleiteten Strom der Niederdruck-Sommernächte. Niederdruckkräfte haben besonders im Sommer fast wertlosen Nachtstrom. Die Rechnung zeigt, daß es vorteilhaft sein kann, solchen Strom in die Ferne nach dem Hochdruckwerk zu leiten, wo er aus dem Gegenspeicher des Hochdruckwerkes (in diesem Falle muß auch die Speicherung einen Gegenweiher haben) Wasser in den Hochdruckspeicher hinaufpumpt, zum Verbleib für Niederwasserzeiten. Trotz der großen Leitungs- und Umsetzungsverluste kann ein solches Verfahren noch sehr wirtschaftlich sein.

Nur kurz erwähnen will ich die Betriebsgemeinschaften von Wasserkräften mit anderen Energiequellen, um hier nicht zu weitschweifig zu werden. Der Vortragende hat davon auch schon die wichtigsten Fälle erwähnt.

Das letzte Mittel, mit dem sich der wirtschaftliche Wert der Wasserkräfte steigern läßt, ist vom Vortragenden auch hervorgehoben worden, und das ist eine ganz besondere Aufgabe der Großwasserwirtschaft, welche ich in einem sofort jetzt von mir zu formulierenden Antrag noch mehr unterstreichen werde: die Kombinierung der Wasserkraft mit anderen wasserwirtschaftlichen Zwecken:

1. Landeskultur. Ich erwähne ein Wort von Rudolf Gelpke, der im Mai d. J. mir gesagt hat: „Alle Welt schreit nach Wasserkräften, der Wasserkraftausbau steigt rapide und es besteht Gefahr, daß er dem öffentlichen Wohle schädlich werden kann. Es geht zum Beispiel nicht an, daß ein Bankkonsortium die Wasserkraft einer Gegend in die Ferne leitet und das Land in einer Wüste zurückläßt. Solchem Raubbau muß gesteuert werden. Die Bewohner einer Wasserkraftgegend haben das natürliche Recht, daß ihnen von der Wasserkraft das Gebührende in erster Linie zugute kommt. So ist also der wichtigste wasserwirtschaftliche Zweck, welcher beim Ausbau der Wasserkräfte mit der Kraftnutzung kombiniert werden muß, derjenige der Landeskultur; hierzu werden je nach Lage des Falles Entwässerung oder Bewässerung, Hochwasserfreilegung usw. gehören."

2. Häufig läßt sich, besonders bei Wasserkräften in der Nähe von größeren Städten, der wasserwirtschaftliche Zweck der Abwasserreinigung mit der Kraftnutzung verbinden. An der Mittleren Isar ist dieses geschehen. Ich habe die Abwasserreinigung mit in mein Projekt aufgenommen, und zwar wird das Rieselverfahren und das Fischteichverfahren nach den Plänen des Herrn Ob.-Ing. Keppner kombiniert angewendet.

3. Die Fischereinutzung läßt sich unschwer mit der Wasserkraftnutzung verbinden.

4. Immer mehr Bedeutung gewinnt die Verbindung der Schiffahrtnutzung mit der Wasserkraftnutzung. Die Bestrebungen zur Erbauung von Binnenschiffahrtskanälen, insbesondere von Stufenkanälen, haben mächtig zugenommen. Aber es braucht einer nicht einmal ein Fachmann zu sein, um schon aus den Tageszeitungen zu wissen, daß von allen solchen Schiffahrtsbestrebungen nur die am meisten Erfolg haben, welche irgendwie die Schiffahrtnutzung mit der Wasserkraftnutzung kombinieren. Sei es, daß auf derselben Linie Wasserkräfte mit ausgenutzt werden, sei es, daß eine solche Linienführung gewählt wird, die den Anschluß von Wasserkräften sichert. Wir haben vom Vortragenden gehört, daß es die Wasserkraft ist, welche viele Wasserstraßen zum größten Teile finanziert. Die Ära der Kraftwasserstraßen ist angebrochen. Mit der Fließgeschwindigkeit braucht man dabei nicht allzu ängstlich zu sein. Ich bin bei der Mittleren Isar auf 1,10 m/sek gegangen, deren Zulässigkeit ich auf der Tagung des Bayerischen Wasserwirtschaftsrates im Juli 1919 nachgewiesen habe. Wenn z. B. statt eines 90-pferdigen Kanalschleppers dann solche von 180 PS notwendig werden, so kommt in die andere Wagschale der große Vorteil, daß auf den Wasserkraftkanälen das ganze Jahr über immer gleichmäßig große Tiefe herrscht, so daß z. B. einem freien Flusse gegenüber mindestens 100 Schiffahrtstage gewonnen werden dürften. Wenn in unserem Beispiel für den Wert der 100 Tage länger benutzten Geräte die Summe von 5 Millionen M. angenommen wird, so bedeuten zwar die hundert Fahrten im Beispiel der Mittleren Isar (mit 650-t-Kahn) bei 1 M. für die PS-Stunde eine Betriebsmehrausgabe von 0,2 Millionen, der aber für Verzinsung, Tilgung und Nutzleistung mindestens 20% Gesamtverzinsung obiger Summe, also 1 Million, gegenüberstehen, und man sieht, daß in diesem Beispiel durch die Kraftwasserstraße 0,8 Millionen M. im Jahr gegenüber der Flußschiffahrt genützt werden.

Der Raubbau der Wasserkräfte, der besonders außerhalb Deutschlands noch allerorten blüht, muß bekämpft werden. Die Aufgaben der Großwasserwirtschaft, von denen ich Ihnen zwar ein nicht vollständiges, aber, wie ich hoffe, doch deutliches Bild vom Standpunkt der Wasserkraft aus zu zeichnen versucht habe, verlangen ein rationelles Vorgehen. Ich möchte vorschlagen, daß unsere heutige Versammlung gleich in diesem Sinne positiv arbeitet und an den Reichstag einen Antrag [2]) einbringt, der die Schaffung eines Reichs-Wasserwirtschaftsrates fordert, dem alle Fragen der Groß-Wasserwirtschaft zur Bearbeitung überwiesen werden. (Schluß folgt.)

DER VEREINHEITLICHUNGSGEDANKE IM BAUMASCHINENWESEN.

Von Diplom-Ingenieur Dr. Georg Garbotz in Frankfurt a. M.

Nirgends herrscht wohl eine so unendliche Vielgestaltigkeit der Erscheinungsformen wie im Baumaschinenwesen. Betrachten wir unter dem Eindrucke des sich jetzt überall durchringenden Vereinheitlichungsgedankens die bedeutende Millionenwerte darstellenden Geräteparks unserer großen Baufirmen und -Verwaltungen, so wird man zunächst in der sinnverwirrenden Fülle der Gerätespielarten vergeblich den Normungsgedanken suchen; ja man gerät bei näherem Zusehen sogar ernstlich in Versuchung, zu behaupten, hier wäre eine Vereinheitlichung schlechterdings unmöglich.

Mancherlei Ursachen sind allerdings geeignet, die Entwicklung in der angegebenen Richtung festzulegen; vieles aber ließe sich bei dem nötigen Willen zur Besserung der Verhältnisse ausschalten. Wohl das gewichtigste Moment, das gegen die Vereinheitlichung spricht, ist die geschichtliche Entwicklung. Als in den 70 er Jahren die ersten im heutigen Sinne größeren Bahn- und Kanalbauten einsetzten und man unter dem Einflusse der technischen Entwicklung auch im Bauwesen anfing, die ersten Maschinen anstelle der bis dahin so billigen und in beliebiger Menge zur Verfügung stehenden menschlichen Arbeitskraft einzuführen, da waren es nicht so sehr, wie im normalen Maschinenbau, die herstellenden Fabrikanten, welche Konstruktionen für Baumaschinen herausbrachten, als vielmehr die bauausführenden Ingenieure selbst, die die äußeren Formen der neuen Geräte festlegten. Erinnert sei hier z. B. an die von der Philipp Holzmann A.-G. erstmalig angewendeten 4 cbm-Kastenkippwagen, an die Vehringschen Bagger usw.

Die Form dieser Geräte entsprang aber fast immer örtlichen Erfahrungen und sie waren dementsprechend auf diese zugeschnitten, eine Spezialisierung der Maschinenfabriken auf Baumaschinen trat nur sehr spärlich und äußerst langsam ein, so daß diese von anderen Fabriken mitgebaut wurden. Es entstanden also notwendigerweise eine Unsumme von einander abweichender Spielarten, während sich Typen erst im Verlaufe von mehreren Jahrzehnten herausbildeten. Anderseits besitzen die Baugeräte, wohl infolge des im Bauwesen oft recht mangelhaften Verständnisses für den Begriff „Wirkungsgrad" oder „Wirtschaftlichkeit", vielfach ein viel zu hohes Lebensalter. Es darf also dann nicht wundernehmen, wenn das Inventar großer Baufirmen in seiner Vielgestaltigkeit oft die ganze technische Entwicklung des Baumaschinenwesens widerspiegelt.

Ein weiterer gewichtiger Umstand hat dem Vereinheitlichungsgedanken Fesseln auferlegt. Die Kapitalschwäche der meisten Baufirmen und mit ihr gleichlaufend der meist sehr schnelle Befriedigung erheischende plötzliche Bedarf. Es gibt eben nur wenige Firmen, die 7 Jahrzehnte in stetem Aufschwunge überstanden haben. — Wird heut einer Firma ein Bau übertragen, so kann meist dem Bauherrn die Arbeit nicht schnell genug aufgenommen werden. Es heißt also, in wenigen Tagen oder Wochen etwa nicht aus eigenen Beständen verfügbare Geräte neu zu beschaffen. Da aber die deutsche Industrie sich bis auf wenige Zweige noch nicht zur Lager-

[2]) Wortlaut in Nr. 1, Jhg. 1920 abgedruckt.

fabrikation durchgerungen hat, da oft auch die später zu erörternden Sonderwünsche störend dazwischen treten und bei manchen Geräten eine Vorratsfabrikation auch kaum in Frage kommt, muß nun unter dem Druck der Verhältnisse gekauft werden, was gerade am Markte zu greifen ist. Der Vereinheitlichungsgedanke hat also eine Schlappe erlitten. Ganz anders lägen die Verhältnisse, wenn das Unternehmen kapitalkräftig genug wäre, eine weise Vorratswirtschaft zu betreiben. Solange aber der weitaus größte Teil der Baufirmen nur froh ist, wenn er leben kann, und solange die Preise eine solche Höhe haben, daß, wie jetzt, etwa ein Trockenbagger 1,5 Millionen und eine Lokomotive von 160 PS und 900 mm Spur 260 000 M kostet, sind solche Pläne Utopien.

Hinzu kommt, daß selbst Firmen, die bei ihrer Größe wohl zu solchen weitausschauenden Maßnahmen in der Lage wären, einesteils aus kaufmännischer Kurzsichtigkeit dem Grundsatz des von der Hand in den Mund Lebens huldigen und anderseits aus engherziger Eigenbrödelei die von den Erzeugern ausgehenden Normungsbestrebungen mit Sonderwünschen durchkreuzen [1]), anstatt die Schaffung brauchbarer Typen durch Herausgabe ihrer Erfahrungen in engster Zusammenarbeit mit den Herstellern zu erleichtern. Der Einwand, daß ein privatwirtschaftliches Unternehmen eine bestimmte Dosis heiligen Egoismus besitzen muß und daß der Verbraucher leicht in Abhängigkeit vom Erzeuger kommen kann, wenn er im Interesse der Vereinheitlichung eine bestimmte Type bevorzugt, entbehrt allerdings nicht ganz der Berechtigung, solange die Normalisierung sich nicht auch zwischenbetrieblich durchgesetzt hat.

Ganz besonders erschwerend wird aber für die Normung dem oberflächlichen Beobachter die angebliche Vielseitigkeit des Baubetriebes erscheinen. Jede Baustelle stellt allerdings nach den örtlichen Verhältnissen andere Anforderungen an den Bauleiter. Daß aber bei gediegener wissenschaftlicher Vorbildung einem organisatorisch veranlagten Maschineningenieur sich dieser scheinbar vielseitige Bau in den weitaus meisten Fällen in eine größere oder kleinere Anzahl normaler „Bausteine" genau wie dem Architekten die verschiedenartigsten Häuser in Ziegel auflöst, ist nur der Beweis dafür, daß mit allen Mitteln das geistige Niveau des Baumaschinenwesens zu heben ist. Der bisherige offenkundige Mangel in dieser Hinsicht dürfte gleichfalls dem modernen Normungsgedanken nicht förderlich gewesen sein.

Welche volkswirtschaftlichen Werte bei der Vereinheitlichung des Baumaschinenwesens auf dem Spiel stehen, läßt sich nur sehr schwer abschätzen. Die oben genannten Zahlen für die derzeitigen Neuwerte der Trockenbagger und Lokomotiven werfen ein Licht auf die Einzelheiten. Einige weitere Werte mögen das Bild ergänzen. Ein Schwimm-Eimer-Kettenbagger von 25 . 5 m Schiffsgröße und etwa 8 m Baggertiefe dürfte etwa 1,6 Millionen M kosten, ein Löffelbagger von 2 cbm Inhalt etwa 700 000 M, ein 4-t-Lastwagen kostet etwa 175 000 M, die Tonne Rahmengleis 2600 M usw. Dementsprechend werden wir kaum zu niedrig greifen, wenn wir die Geräteparks der deutschen Bauunternehmungen und des Staates entsprechend der heutigen Marktlage auf mindestens 5 Milliarden M veranschlagen. Daß deren wirtschaftlich beste Verwendung im Erzeuger-, Verbraucher- und Volksinteresse gefordert werden muß, sollte außer Frage stehen. Ein Mittel hierzu soll die Vereinheitlichung sein.

In zweierlei Richtung müßte sie sich erstrecken, um richtig zur Auswirkung zu kommen: einmal als mehr fabrikatorische Maßnahme zwischenbetrieblich, das andere Mal als mehr organisatorische Maßnahme innerbetrieblich. Sie kann dabei in beiden Fällen als Normalisierung, d. h. Vereinheitlichung der Einzelteile und als Typisierung, d. h. Vereinheitlichung ganzer Maschinen auftreten.

[1]) s. auch „Vereinheitlichung in der Industrie" S. 202 von Dr. Georg Garbotz.

Die erstere Form würde also beispielsweise durch Verabredungen der Erzeuger untereinander, zweckmäßig unter Hinzuziehung der Verbraucher, etwa die Zahl der Lokomobil- und Lokomotivtypen, der Bagger, Rollwagen, Rammen usw. auf das unbedingt Nötige einschränken, um durch Erhöhung der Stückzahlen die Herstellung wirtschaftlicher zu gestalten und den Preis erniedrigen zu können. Dabei könnte gleichzeitig, z. B. durch Normalisierung in der Ausführung von Einzelteilen wie Lagern, Kesselarmaturen, Schaken usw. eine weitgehende Übereinstimmung erzielt werden, ohne die besonderen Konstruktionen der einzelnen Fabriken damit aufgeben zu müssen.

Die zweite Form ist gewissermaßen die Steigerung der ersten. Sie trifft also etwa auf Grund der persönlichen Erfahrung der Einzelbaufirma aus den lagergängigen Typen der Fabriken nochmals eine beschränkte Auswahl. Diese ist die Domäne des organisatorisch veranlagten Leiters der Geräteabteilung einer Baufirma, jene mehr Sache des „Normenausschusses der deutschen Industrie". Zur ersten sei auf die Arbeit des Verfassers „Vereinheitlichung in der Industrie" verwiesen, die letztere soll uns in der Hauptsache beschäftigen.

Wir wählen im folgenden die vom Verfasser anläßlich der Anlage einer Gerätekartei angewendete auf mnemotechnischen Grundsätzen beruhende Einteilung für die Reihenfolge unserer Betrachtungen und müssen es uns selbstverständlich im Rahmen des vorliegenden Aufsatzes versagen, auf Einzelheiten einzugehen. Der Zweck der Abhandlung ist erreicht, wenn sie dem Leser Anregung zur Verwirklichung des Vereinheitlichungsgedankens im Baumaschinenwesen gibt. Die Ausführung bleibt Sache der in den Einzelunternehmungen maßgebenden Maschineningenieure:

a) Aufbereitungsmaschinen wie Steinbrecher, Sandmühlen, Sortier- und Waschanlagen, Beton- und Mörtelmaschinen: Die Zahl der Aufbereitungsmaschinen bauenden Fabriken steht in umgekehrtem Verhältnis zu ihrer technischen Bedeutung. Daher ist auch einesteils die Menge der Spielarten erheblich, anderseits aber die Höhe der konstruktiven Durchbildung zum Teil recht gering. Viel wäre hier, wie ja auch z. B. bei Baggern und Lokomotiven schon gewonnen, wenn die Leistungsangaben oder Füllungen usw. auf einheitlichen Grundlagen beruhen würden, so daß ein sicherer Vergleich möglich wäre. Ebenso kann die Zahl der Füllungen wesentlich beschränkt werden. An zweiter Stelle wäre auf die die Beschaffung der Antriebsmaschinen so außerordentlich erschwerende große Verschiedenheit der Antriebsscheiben hinzuweisen. Entsprechend dem Kraftbedarf müssen sich gruppenweise bei gleichen Drehzahlen gleiche Riemenscheiben, oder aber einfacher gleiche, und zwar neuzeitliche Riemengeschwindigkeiten erzielen lassen. Die gleichen Breiten ergeben sich dann von selbst. Welche Vorteile z. B. hätte es, wenn hier mit je einer Riemenbreite für 5, 10 und 20 PS bei stets beispielsweise 12 m Riemengeschwindigkeit auszukommen wäre. Es ergäbe das unter der Voraussetzung, daß auch die Scheiben aller Antriebsmaschinen von vornherein für 12 m Riemengeschwindigkeit beschafft werden, die Möglichkeit, ohne weiteres jede Aufbereitungsmaschine von jeder Antriebsmaschine, sofern sie nur die nötige Leistung hat, antreiben zu lassen. Schließlich sei noch auf die notwendige Gleichheit der Höhe der Durchfahrtsprofile oder der Ausschüttöffnungen hingewiesen, um stets mit den gleichen Mitteln (Wagen) das Material in gleicher Weise abnehmen zu können, sowie auf die Vorteile, die aus der Verwendung eines für alle Zwecke ausreichenden gleichen Rohranschlusses für die Wasserzuführung entspringen.

b) Bagger: Die Schwierigkeiten, die hier einer innerbetrieblichen Vereinheitlichung entgegenstehen, sind fast unüberwindlich, anderseits springen die Vorteile, die man gewinnen könnte, nicht so sehr in die Augen, daß sie die Kosten der aufzuwendenden Arbeit lohnen würden. Löffel-, Greif- und Eimerketten-Trockenbagger werden ja trotz der phantastisch hohen Preise bereits als Typenware gebaut, und zwar von einigen wenigen Monopolfirmen. Eine gewisse Normung vom fabrikatorischen Standpunkte aus ist damit schon von vornherein gesichert. Erforderlich ist nur, daß die Baufirma sich auf einige wenige Typen festlegt, um sich so die Möglichkeit zu schaffen, je nach ihrem Gerätebestand mit einem oder wenigen Sätzen im Hauptmagazin liegender Ersatzteile und einem im großen zu vorteilhaften Preisen beschafften Lager von schneller verschleißenden Materialien wie Seilen, Schaken, Bolzen, Büchsen, Roststäben usw. gegen alle Betriebsstörungen gewappnet zu sein. Berücksichtigt man weiter, welche Betriebsvereinfachung mit der Beschränkung der Typenzahlen verbunden ist, so wird man den Nachteil, den man seinem Lieferanten gegenüber durch dessen Monopolstellung in Kauf nimmt, gern verschmerzen; vielleicht gelingt es durch geschickte

kaufmännische Verhandlungen, diese auf ein Minimum zu reduzieren. Bei Schwimmbaggern, Elevatoren, Schutensaugern u. a. Spezialgeräten, die, fast nur zu Millionenpreisen erhältlich, als Sondergeräte gebaut werden, kann sich die Vereinheitlichung wohl nur auf eine Normalisierung, d. h. hier auf eine geschickte konstruktive Verwertung der im Betriebe schon vorhandenen Maschinenelemente handeln. Ich denke an gleiche Eimer, Schaken, Seile, Siederohre, Beleuchtungsmaschinen, Winden, Bolzen, Ausrüstungsteile usw.

c) Behälter: Wohl wäre es auch hier zweckmäßig, sich mit einigen wenigen gleichen Typen zu behelfen, aber zwingende Gründe liegen dafür nicht vor. Anders ist es mit den Anschlüssen. Hier hätte eine gewisse Einheitlichkeit in der Wahl des Anschlußortes und der Anschlußgröße für die Dispositionen der Bauleitung, insbesondere aber für die Rohrbeschaffung Vorteile.

d) Dampfkessel. Der Kesselbestand einer Baufirma ist meist ebenso groß wie vielseitig. Die Dampfmaschine ist eben einesteils vermöge der Eigenart des Baubetriebes, andernteils aber infolge der noch viel zu spärlichen Verwendung der Elektrizität heute noch die beliebteste Kraftquelle des Bauingenieurs. Da diese aber bald auf einer Ramme, bald auf einem Bagger, bald auf einer Lokomobile oder Lokomotive sitzt, ist auch der zugehörige Kessel hier von dieser, dort von jener Firma und zudem bald auf diesen, bald auf jenen besonderen Zweck zugeschnitten. Von irgendwelcher Einheitlichkeit kann also kaum die Rede sein, und doch stehen mit Rücksicht auf die Betriebssicherheit und die erforderlichen Ersatzteil-Bestände gerade hier erhebliche ideelle und reelle Werte auf dem Spiele. Sie gipfeln in der Forderung tunlichst weitgehender Übereinstimmung der Armaturen, Siederohre und Roste. Hier läßt sich aber nur dann etwas erreichen, wenn die Stellung der Baufirma oder der sich etwa zusammenschließenden Baufirmen so stark ist, daß sie den Lieferanten zum Eingehen auf ihre diesbezüglichen Wünsche zwingen kann.

(Schluß folgt.)

DER MOMENTEN-NULLPUNKT IN DEN DEUTSCHEN „VORSCHRIFTEN" UND PREUSSISCHEN „MUSTERBEISPIELEN" FÜR EISENBETONBAU.

Von Prof. Dr.-Ing. Birkenstock, Berlin.

Bei durchgehenden Trägern soll nach § 16 Ziff. 4 der „Vorschriften" der Momenten-Nullpunkt außerhalb der Schräge (Voute) liegen. In den dazu von Gehler-Dresden verfaßten „Erläuterungen" ist zur Begründung gesagt, daß durch diese Bestimmung eine unzweckmäßige Anordnung der Eiseneinlage an der Unterseite der Schräge verhindert werden soll. Die Möglichkeit, daß durch ein positives Moment in einem Querschnitt der Schräge die etwa aus dem Untergurt des Balkens nach der Schräge zu abgebogenen Eisen herausgerissen werden könnten, kann nicht bestritten werden, vor allem, wenn an dem Knickpunkt nicht genügend Bügel angeordnet sind. Die Vorschrift gilt nach Gehler nicht, wenn die Zugspannung durch gerade durchgehende Eisen aufgenommen wird, eine Vereinfachung, die sich übrigens in den „Vorschriften" nicht findet. Diese Erleichterung müßte sinngemäß auch dann gelten, wenn die gewöhnlich angeordneten Vouteneisen die Zugspannungen aufnehmen könnten. Dabei wäre vorauszusetzen, daß die Enden der Eisen in der Druckzone des Balkens gut verankert sind und daß an der Stütze kein Stoß dieser Eisen stattfindet. Ein sorgfältiges Verlegen der Bewehrungseisen ist in diesen Fällen besonders nötig, weil die Vouteneisen hier das primäre, die wagerechten Eisen aber erst das sekundäre Organ der Zugaufnahme sind. Sind diese Bedingungen erfüllt, dann sollte man die Vorschrift über den Nullpunkt fallen lassen.

Häufig ist es gar nicht möglich, die Vorschrift überhaupt zu erfüllen. Das möge ein Beispiel beweisen. Ein durchlaufender Träger überdecke 4 Öffnungen von gleicher Spannweite l. Außer dem Eigengewicht g sei in den beiden Endfeldern noch eine Nutzlast p für die Längeneinheit vorhanden. Das mittlere Stützenmoment berechnet sich dann zu:

$$M_{max} = -\,{}^1/_{28}\,(2\,g - p)\,l^2\,.$$

Es wird Null, wenn $p = 2\,g$ wird. Der Nullpunkt fällt dann mit der Stütze zusammen. Die Vorschrift macht in diesem Fall, der gar nicht ungewöhnlich ist, die Ausbildung einer Schräge, die wegen M_{min} sehr angebracht wäre, unmöglich.

Diese Schwierigkeiten treten nicht nur ein, wenn $p = 2\,g$, sondern schon, wenn p etwas kleiner als 2 g ist, weil dann der Nullpunkt so nahe an die Stütze rückt, daß die Ausbildung einer Schräge vereitelt wird. Ist gar $p > 2\,g$, so wird M_{max} positiv. Ein Nullpunkt ist dann an der Stütze überhaupt nicht vorhanden.

Da die Vorschrift ganz allgemein gilt, so muß natürlich allen Ermittlungen die ungünstigste Lage des Nullpunktes zugrunde gelegt werden. Dies verursacht bei Aufstellung statischer Berechnungen eine erhebliche Mehrarbeit, die sich kaum lohnt. Ein geschickter Konstrukteur wird die oben gerügte schlechte Eisenanordnung vermeiden. Die „Erläuterungen" würden ihm dabei, wie schon gesagt, entgegenkommen, die „Vorschriften" jedoch nicht.

Wie umständlich das ganze Verfahren ist, erkennt man am besten aus Musterbeispiel 9 (S. 25), wo es sich um die Berechnung eines durchlaufenden Balkens auf 4 Stützen handelt. Die dort bestimmten Abstände der Nullpunkte von der Mittelstütze sind zudem nicht die möglichen Kleinstwerte. In der Seitenöffnung würde Belastungsfall a für den Abstand des Nullpunktes vom Trägerende den Wert ergeben:

$$e_0 = 2 \cdot \frac{A_0}{q} = 2 \cdot \frac{4{,}47}{2{,}47} = 3{,}62\ \text{m}.$$

Die größte Schrägenlänge wäre dann:

$$4{,}20 - e_0 = 0{,}58\ \text{m}\ \text{(gegen 0,98 m)}.$$

In der Mittelöffnung würde Belastungsfall b ungünstiger sein. Bezeichnet man dann mit $M = 2{,}84$ tm (S. 24) das Feldmoment in Trägermitte, so berechnet sich der Abstand des Nullpunktes von Trägermitte zu:

$$x = \sqrt{\frac{2\,M}{q}} = \sqrt{\frac{2 \cdot 2{,}84}{2{,}47}} = 1{,}52\ \text{m}.$$

Sein Abstand von der Stütze beträgt:

$$^1/_2 \cdot 4{,}45 - 1{,}52 = 0{,}70\ \text{m}\ \text{(gegen 1,08 m)}.$$

Vorstehende Rechnung zeigt, wie peinlich man vorgehen müßte, wenn man die Vorschrift wirklich genau erfüllen wollte, man erkennt auch, daß in der Regel nur die Ausführung ziemlich kurzer Schrägen möglich ist. Dadurch wird die Höhe des Trägers an der Stütze sehr gering, so daß man von der in § 18 Ziff. 6 der „Vorschriften" zugestandenen Erhöhung der Betondruckspannung fast stets Gebrauch machen muß. Diese Erleichterung erscheint aber überhaupt etwas willkürlich. Auch da, wo die Schrägen am Balken beginnen, treten Erschwernisse ein, da es fast stets notwendig ist, auch an dieser Stelle die Spannungen nachzuweisen. Dazu muß man zunächst das Moment, falls man es noch nicht kennt, ermitteln. Einen Näherungsweg zeigt Musterbeispiel 4. Die Druckbewehrung muß dann wohl stets in Rechnung gesetzt werden, da sonst σ_b zu groß werden würde. Früher, bei etwas längeren Schrägen, war das nicht unbedingt nötig.

Wie man sieht, bedeutet die Vorschrift über den Momenten-Nullpunkt für die Entwurfsbüros eine nicht unerhebliche Mehrarbeit, die nur in gewissen Fällen berechtigt ist. Man verlange eine einwandfreie Konstruktion, hebe aber die Beschränkung bei der Lage des Nullpunktes auf.

Schriftleitung: Reg.-Baumeister Fr Eiselen, Berlin-Lichterfelde, Karlstr. 99. — Verlag von Julius Springer in Berlin W. — Druck von H. S. Hermann & Co. in Berlin SW.

MITTEILUNGEN
der
DEUTSCHEN GESELLSCHAFT FÜR BAUINGENIEURWESEN
Schriftleitung: Regierungs-Baumeister Fr. Eiselen. Berlin-Lichterfelde, Karlstraße 99. Telephon: L. 1040.

2. Jahrgang | 31. Januar 1921 | Nr. 2

DIE WASSERKRÄFTE UND IHR WIRTSCHAFTLICHER WERT.

Aussprache im Anschluß an den Vortrag Schmick
in der 1. Hauptversammlung der „Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen".
(Vgl. Nr. 3 und 4 der „Mitteilungen", Jahrg. 1920.) Schluß.

2. Geh. Baurat Mattern über den geplanten Ausbau der französischen Wasserkräfte.

Redner schloß sich der Forderung des Vortragenden baldigen tatkräftigen Handelns in Deutschland mit Nachdruck an, denn überall im Auslande rege man sich, vor allem in Frankreich, und es bestehe die Gefahr, daß unersetzliche Werte für uns verloren gehen und wir mit unseren eigenen Plänen zu spät kommen.

In Frankreich sei man augenblicklich in heller Begeisterung über den für das Land glücklichen Ausgang des Krieges und die günstigen Friedensbedingungen, bei deren entsprechender Ausnutzung Frankreich auf wirtschaftlichem Gebiet uns gegenüber einen nicht wieder einzuholenden Vorsprung gewinnen könne. Man hat Vereinigungen und Verbände gegründet, hält Kongresse und Beratungen ab, alles mit dem Endziel, aus den Friedensbedingungen für den wirtschaftlichen Wiederaufbau des Landes das Beste herauszuholen. Arbeiten aller Art sind im Gange und Pläne, die früher nur im kleinen Rahmen gedacht waren, sind jetzt auf breiterer Grundlage wieder aufgenommen und werden mit solchem Eifer gefördert, daß ihre baldige Durchführung gesichert erscheint.

Zwei große Gebiete interessieren hier besonders: die Ausgestaltung des Wasserverkehrs und der Wasserkraftausbau.

In Frankreich hat man schon während des Krieges besser als in Deutschland den Wert der Ausnutzung des Wasserverkehres und der Wasserkräfte erkannt. Letztere namentlich sind dort in viel höherem Maße für Zwecke der Industrie ausgenutzt worden. Mit einem Kostenaufwand von rund 660 Mill. Frcs. hat man etwa 850 000 PS. Wasserkräfte ausgebaut und trotz aller Schwierigkeiten bereitet man jetzt einen großzügigen Plan zum Ausbau der Wasserkräfte vom Süden bis zum Norden des Landes vor, dessen Durchführung auf 10 Jahre veranschlagt ist. Große Geldmittel, Milliarden werden dafür erforderlich sein, aber man wird sie bereit stellen. Dabei läßt sich Frankreich ganz von nationalen Gesichtspunkten leiten, und wenn auch an eine Sozialisierung auf diesem Gebiete nicht gedacht wird, so sollen die Wasserkräfte doch für die Allgemeinheit ausgenützt werden. Durch gesetzliche Bestimmungen wird ihr Ausbau erleichtert, während andererseits die Ausfuhr erschwert und die Ausnutzung durch Ausländer überhaupt verboten wird.

Es sind ferner eingehende Vorstudien gemacht für die zweckmäßigste Art der Verbindung der Wasserkraftausnutzung mit anderen Aufgaben, über die Elektrifizierung der Eisenbahnen (Paris—Lyon und Paris—Orleans); ein weiterer Ausbau der elektrischen Zentralen ist vorgesehen usw. Vor allem spielt hier der Ausbau der Rhone eine wichtige Rolle, der im großen Maßstabe erfolgen soll. Reichlich gespeist aus den Alpen, in seiner Wasserführung ausgeglichen durch große Seen, mit starkem Gefälle ausgestattet, bietet der Fluß ein ergiebiges Feld für die Gewinnung von Wasserkräften, deren Gesamtbetrag auf rund 2 Mill. PS. veranschlagt wird.

Gleichzeitig aber soll die Rhone für die Großschiffahrt ausgebaut werden. Bisher hatte Frankreich nur kleine Kanäle für Schiffe von 200 bis 300 t Tragfähigkeit. Das gilt auch für den alten Rhein-Rhone Kanal. Nachdem Frankreich aber gesehen hat, daß man in Deutschland mit bestem Erfolge zum Ausbau von Kanälen für 1000-t-Schiffe übergegangen ist, will man auch hier in gleicher Weise handeln, den Rhein-Rhone-Kanal für 1000-t-Schiffe ausbauen. Früher war der Hauptwert auf eine Verbindung mit der Schweiz gelegt, während eine solche rheinabwärts nicht so energisch betrieben wurde, da eine solche durch deutsches Gebiet hätte geführt werden müssen. Nachdem das Elsaß aber an das „Mutterland" zurückgefallen ist, ist der Plan einer Rheinverbindung durch Elsaß-Lothringen hindurch mit allem Nachdruck wieder aufgenommen worden. Man hofft dadurch den Verkehr des Mittelländischen Meeres zur Nordsee hier herüberzuziehen. Das ist für unseren Rhein-Donau-Kanal wohl zu beachten, zu dem der Rhein-Rhone-Kanal in gewisser Beziehung eine Art Konkurrenzunternehmen bildet.

Man darf ferner bei der ganzen Frage nicht übersehen, daß Frankreich seinen Ingenieuren auf seinen Fachschulen eine technisch-wirtschaftliche Ausbildung vermittelt, die sie für die Lösung praktisch-wirtschaftlicher Aufgaben in höherem Maße befähigt, als das von der Ausbildung auf unseren technischen Hochschulen gelten kann. So erwächst für uns aus allem eine Gefahr der Überflügelung, und zwar um so mehr, als sich Frankreich bis zum vollendeten Ausbau seiner Wasserkräfte an unserer Kohle schadlos halten kann, die unserer Industrie und unserem Wirtschaftsleben entzogen wird.

Ganz besonders groß ist für uns die Gefahr, die in dem von Frankreich geplanten Ausbau des Rheins zwischen Basel und Straßburg liegt bzw. auf der ganzen Strecke, auf der es nun wieder Rheinanlieger geworden ist. Der Friede von Versailles enthält hierüber Bestimmungen, deren Tragweite bei uns noch gar nicht genügend gewürdigt erscheint. Darnach hat Frankreich das Recht, zur Speisung der bereits gebauten und der noch zu erbauenden Schiffahrts- und Bewässerungskanäle usw. Wasser dem Rheine zu entziehen und sogar hierzu auf dem deutschen Ufer alle erforderlichen Arbeiten auszuführen; es hat ferner das ausschließliche Recht auf die Nutzbarmachung des Stromes auf dieser Strecke zur Kraftgewinnung, wobei allerdings die Hälfte der zu erzielenden Wasserkräfte entweder an Deutschland abzugeben oder nach ihrem Wert in Geld an dieses zu vergüten ist. Es ist dringend notwendig, daß Deutschland darauf besteht, daß es die Hälfte der Wasserkräfte selbst und nicht nur ihren Geldwert erhält.

In dem Wettbewerb, in dem wir mit Frankreich hinsichtlich des Ausbaues der Wasserkräfte und Wasserstraßen stehen, müssen wir vor allem jetzt von Plänen und Worten baldigst zur Tat übergehen. Eine Vorbedingung zur Erzielung eines möglichst hohen wirtschaftlichen Ertrages auf diesem Gebiet ist aber eine diese Entwicklung begünstigende Gesetzgebung und Verwaltung. Leider hat die neue Reichsverfassung auf dem

Gebiet der Wasserwirtschaft nicht die Vereinheitlichung gebracht, die unbedingt erforderlich ist. Der Verkehr ist zwar an das Reich übergegangen, die Landeskultur usw. ist dagegen den Ländern verblieben. Wir müssen daher, ehe wir dauernden Schaden erleiden, daran arbeiten, die Einheitlichkeit der Wasserwirtschaft auch auf dem Gebiet der Verwaltung zu erlangen.

Herr Ghrt. Mattern hat inzwischen an anderer Stelle[1]) eingehendere Mitteilungen über den von Frankreich geplanten Ausbau des Rheins zwischen Basel und Straßburg und dessen Gefahren für Deutschland gemacht, aus denen zur Ergänzung des vorher Gesagten hier einige Angaben entnommen seien.

Während der Rhein bis Straßburg für 1200-t-Schiffe befahrbar ist, können bis Basel aufwärts im allgemeinen nur 600-t-Schiffe gelangen. Ein weiterer Ausbau war auf Grund besonderer Staatsverträge vorgesehen. Die Schweiz wünschte dabei ein freies Fahrwasser im Strom, d. h. eine Regelung des Flusses, Deutschland sah dagegen Verbesserung von Schiffahrt und Wasserkraftausnutzung zusammen durch Kanalisierung vor. Beide Wege erscheinen nach den bisherigen Untersuchungen möglich, um die Strecke Straßburg—Basel für 1000- bis 1200-t-Schiffe befahrbar zu machen.

Frankreich will dagegen jetzt auf dem linken Rheinufer einen Seitenkanal für die Großschiffahrt, d. h. für 1200-t-Schiffe, und zur Kraftgewinnung bauen, der gegebenenfalls bis Lauterburg weiter zu führen wäre und der eine Aufnahmefähigkeit von 800 cbm/sek erhalten soll, die während $^2/_3$ des Jahres dem Rheinstrom entzogen werden sollen. Es sind 8—10 Staustufen vorgesehen, deren jede mit einem Kraftwerk von 75—90 000 PS Leistung zu verbinden wäre. Einschließlich der Strecke bis Lauterburg wird die gesamte zu gewinnende Kraftmenge auf 345 000 PS bei Niedrigwasser und 1,3 Mill. bei Mittelwasser geschätzt. Dieser Kanal soll einerseits eine leistungsfähige Verbindung von der Nordsee zum Oberrhein und dem Bodensee herstellen, andererseits mit dem Anschluß über Belfort zur Rhone unter Benutzung des Doubs und der Saone eine Verbindung mit dem Mittelmeer.

Die bisherigen Pläne sehen Schleusen von 12 m Weite und 80 m Länge vor, die Ausführung von Schleppzugschleusen ist aber möglich, so daß hier eine Wasserstraße ersten Ranges entstehen würde, deren Wirtschaftlichkeit durch den Ertrag aus den Kraftanlagen nach den Ermittelungen, die deutscherseits für den Donau-Main-Kanal angestellt worden sind, gesichert erscheint, um so mehr, als die französische Industrie für die Abnahme der Kräfte bis dahin aufnahmefähig sein dürfte.

Verfasser vertritt die Ansicht, daß durch den Ausbau dieses Kanales deutsche Interessen empfindlich geschädigt würden, daß damit außerdem das Schicksal des freien Stromes besiegelt sein werde. Deutschland müsse daher auf dem Wege der Verhandlung, der ja ohnehin bezüglich des ihm nach dem Friedensvertrag zufallenden Anteils an den Wasserkräften beschritten werden muß, versuchen, Frankreich zum Verzicht auf die Anlage des Seitenkanales zu bewegen, um so mehr, als durch den Ausbau des Stromes selbst die gleichen wirtschaftlichen Vorteile zu gewinnen sind und eine Reihe wichtiger Momente gegen die Anlage des Seitenkanales sprechen.

Durch diesen wird bei der großen Wassermenge, die dem Strome entzogen werden soll, dessen Bett während eines großen Teiles des Jahres fast trocken gelegt. Dadurch ist ein großer Schade für die Landeskultur usw. zu erwarten, ganz abgesehen von der Schädigung des Landschaftsbildes und gesundheitlichen Übelständen. Die starken Wasserstandsänderungen, die durch den hohen Stau des Seitenkanales bedingt werden, fügen weitere Schäden hinzu, außerdem geht viel wertvolles Land durch den neuen Kanal großer Abmessungen verloren.

Der Plan des französischen Seitenkanals sieht ferner hohe Fließgeschwindigkeiten in diesem vor, die wieder hohe Schleppkosten bedingen, die bei einem Ausbau des Stromes selbst nicht in dem Maße vorhanden sind. Auch die Kraftausnützung kann im Strom eine günstigere sein, da die gesamten Wassermassen ausnützbar sind, während der Kanal im Strom immerhin einiges Wasser belassen muß, das dann für diese Zwecke verloren geht.

Überwiegende Interessen der Landwirtschaft, der Schiffahrt und der Uferanlieger sprechen daher nach Ansicht des Verfassers für den Ausbau des Stromes selbst, während die Interessen Frankreichs dadurch weder im Hinblick auf die Verbindung vom Mittelmeer zur Nordsee noch im Hinblick auf die Kraftgewinnung irgendwie geschädigt würden. Deutschland darf seinerseits auf dem rechten Ufer, gegenüber der französischen Grenze keinen Seitenkanal bauen und kein Wasser ableiten. Es sollte versucht werden, von Frankreich auf dem linken Ufer das gleiche zu erlangen.

DER VEREINHEITLICHUNGSGEDANKE IM BAUMASCHINENWESEN.

Von Diplom-Ingenieur Dr. Georg Garbotz in Frankfurt a. M.

(Schluß aus Nr. 1.)

e) Elektrische Maschinen und Apparate. Hier ist so recht die Domäne des Vereinheitlichungsgedankens. Denn die Elektrizitätsindustrie als einer der jüngsten Zweige der Technik ist unter dem Einfluß der Massenfabrikation selbst vorbildlich in der Normalisierung und Typisierung tätig gewesen; es wird sich also für unsere Bauzwecke in der Hauptsache um eine weitere Beschränkung in der Wahl der Mittel handeln. Die Eigenart des elektrischen Betriebes steht uns dabei helfend zur Seite. Die Kardinalfrage ist die Wahl der Stromarten und Spannungen. Mit Gleichstrom und Drehstrom ist zunächst allen Bedürfnissen Genüge getan. Denn die Praxis hat gelehrt, daß der Baubetrieb, solange die Stromkosten nicht entscheidend sind, im Notfalle sehr wohl Drehstrommaschinen verwenden kann, wenn etwa mal nur Einphasenwechselstrom zur Verfügung steht. Die gerade im Baubetriebe recht große Zahl von Spannungen (65, 110, 120, 220, 240, 330, 380, 440, 500, 1000 und 3000 Volt) kann ohne Schaden für Gleichstrom auf 220 Volt, für Drehstrom auf 220, 380, vielleicht 500 und 2000 Volt (für Baggerbetriebe) vermindert werden. Es wird sich fast immer zeigen, daß, wenn wirklich einmal an einer Stelle von seiten einer Überlandzentrale eine andere Spannung zur Verfügung steht, die Aufstellung eines Transformators oder eines rotierenden Umformers immer noch zweckmäßiger ist, als für jede der vielen Spannungen ein ganzes Lager verschieden großer Maschinen zu halten. Die Beschränkung muß aber aus wirtschaftlichen und technischen Gründen noch weiter getrieben werden. Drei Drehzahlen reichen für den Antrieb aller Baumaschinen aus: 750, 1000 und 1500. Halten wir also die unter a) bereits erörterte Riemengeschwindigkeit von 12 m fest, so ergeben sich 3 Sätze Scheiben für alle elektrischen Maschinen, deren Breiten sich lediglich nach der Leistung bestimmen. Als Letztes bliebe nur noch die Größe der Maschinen selbst, die sich nach dem Kraftbedarf der einzelnen im Baubetriebe vorkommenden Arbeitsmaschinen zu richten hat. In Frage kommen hauptsächlich Aufbereitungsmaschinen, wie Steinbrecher, Sandaufbereitungsanlagen, Waschanlagen, Betonmaschinen, elektrische Generatoren, Hebezeuge wie Winden, Krane, Aufzüge, Seilbahnen, ferner Ventilatoren, Pumpen, Kompressoren und Werkzeugmaschinen. Trägt man den Kraftbedarf dieser Maschinengattungen nach der Größe auf, so kann man mit folgenden elektrischen Maschinen allen Anforderungen genügen: 3,7 kw = 5 PS, 7,3 kw = 10 PS, 14,7 kw = 20 PS, 22 kw = 30 PS, 37 kw = 50 PS, 59 kw = 80 PS, 92 kw = 125 PS, wobei die letzte Type entweder für zentrale Stromerzeugung bzw. Umformung oder als Motor für Baggerbetrieb in Frage käme. Entsprechend diesen 7 Leistungen ergeben sich 7 Scheibenbreiten und etwa 5 im Magazin

[1]) Vergl. Zeitschrift des Vereines Deutsch. Ing., Jahrg. 1921, Heft 2.

vorrätig zu haltende Riemenbreiten. Dabei besteht noch die Möglichkeit, je nach Bedarf bei Umformung eine Maschine mit der andern direkt zu kuppeln und die Riemen zu sparen, da es ja nur 3 Drehzahlen gibt. Die wohltuenden Folgen dieser Vereinheitlichung liegen auf der Hand. Schon rein mechanisch ist die Annehmlichkeit, daß jeder Motor mit jeder Arbeitsmaschine, wie unter a) bereits geschildert, ohne Scheibenänderungen, die bekanntlich bei Neueinrichtung einer Baustelle durch Zeitverluste oft ein Vermögen verschlucken, laufen kann, nicht zu unterschätzen. Hierzu kommt die geringe Zahl der Riemen[1]), die geführt zu werden brauchen, und die Möglichkeit, alle brauchbaren Reste stets wieder verwenden zu können, die Gleichheit der Bürsten, die dann leicht auf Vorrat gehalten werden können[2]) (man kann z. B. die Maschinen gruppenweise in gleicher Ausführung, um die Monopolstellung eines Lieferanten zu vermeiden, von den verschiedenen Werken beziehen), die gruppenweise Austauschbarkeit der Anlaß- und Regulierapparate (falls man nicht deren Anbau an den Motor vorzieht) und schließlich der Einfluß auf die Vereinheitlichung der Schalttafeln, Instrumente usw. Gerade bei den letzteren, den Anlaß- und Regulierapparaten sowie den Schalttafeln und Zubehör sieht es im Baubetrieb ja geradezu trostlos aus. Die eingehende Behandlung dieser Frage muß einer Sonderarbeit vorbehalten bleiben. Es sei nur darauf hingewiesen, welche Kosten hier gespart werden könnten, wenn Normalschalttafeln, ähnlich etwa denen der AEG., die Möglichkeit gäben, ohne jedesmal für einen bestimmten Zweck unter Verlust des alten Materials etwa von Grund auf Neues zu schaffen, jede Schaltanlage mit dem normalisierten Material einfach zusammenzusetzen.

f) Rammen. Bezüglich der Rammen gilt sinngemäß das Gleiche wie bei den Löffel- und Greifbaggern unter b). Auch hier läßt sich für alle Anforderungen mit einigen wenigen Typen auskommen, die zweckmäßig, um sich die Unabhängigkeit vom Lieferanten zu wahren, auf mehrere Fabriken verteilt werden. Für Handrammen dürften 100 und 300 kg, für Kleindampframmen 500 und 750 kg, für Reihen- und Drehrammen 1200, 1800, 2500 kg, für Universalrammen 4000 kg Bärgewicht ausreichen, wobei sich durch geschickte Ersetzung von Reihen- oder Drehrammen durch Universalrammen und durch Beschränkung in der Ausführungszahl der Zugorgane bei indirekt wirkenden Rammen, die gerade hier leider recht große Zahl der Spielarten leicht verringern läßt. Die erhöhte Sicherheit des Betriebes, die erleichterte Ersatzteilbeschaffung und die Verbilligung der Beschaffungskosten werden die aufgewendete Mühe reichlich lohnen.

h) Hebezeuge wie Flaschenzüge, Seilkloben, Fußwinden und Gleishebewinden, Hand- und Kraftkabelwinden, Hebeböcke, hydraulische Winden, Krane, Bremsberganlagen und Aufzüge, Kabel- und Seilbahnen. Obwohl erfahrungsgemäß gerade bei den Hebezeugen bis auf die Bremsberganlagen, Kabel- und Seilbahnen bereits eine Massenerzeugung und damit eine interne Typisierung und Normalisierung der einzelnen Fabriken eingetreten ist, scheint hier eine Vereinheitlichung von seiten der Baufirma ganz besondere Schwierigkeiten zu machen. Denn hier ist jetzt die Fülle der verschiedenen Erscheinungsformen so groß, daß von einer natürlichen Auswahl durch die Anforderungen des Betriebes, wie wir sie etwa bei b, e und f) festzustellen vermögen, nicht gut gesprochen werden kann. Trotz des meist geringen Wertes der einzelnen Geräte läßt sich aber auch da mit gutem Nutzen Ordnung in das Chaos bringen. Wie oben geben die Auswahl einiger weniger Größen und mangels umfassender Normung deren Verteilung auf die einzelnen Lieferanten den Schlüssel. Der Erfolg ist: einige wenige Seilstärken, die demnach im Großen zu vorteilhaften Preisen eingekauft werden können und deren stete Wiederverwendung bis zum völligen Verschleiß gesichert ist, Masseneinkauf von Flaschenzügen und Winden, gleiche Ersatzteile bei Kranen usw.

i) Instrumente: Die Vereinheitlichung dürfte hier kaum wesentliche Vorteile bieten.

k) Kraftmaschinen wie Lokomobilen, Dampfmaschinen, Verbrennungsmotoren. Der Boden ist hier einer Vereinheitlichung sehr günstig. Die Fabrikation wenigstens der Lokomobilen und Verbrennungsmotoren verteilt sich auf einige wenige Spezialfabriken, und wenn auch leider von einer zwischenbetrieblichen Vereinheitlichung bei den Fabriken nicht wohl gesprochen werden kann, so besteht doch die Möglichkeit, die Größenbeschränkung und deren Verteilung auf die wenigen Fabriken leichter vornehmen zu können. Für Lokomobilen würden die Größen (12), 24, 40, 50, 80, 125, 150 PS in Anlehnung an e) ausreichend sein. Gefordert werden muß gleiche Riemengeschwindigkeit, um die gleichen Riemen für a, e und l) verwenden zu können und das Zusammenarbeiten mit den Generatoren von e) sowie den Arbeitsmaschinen sicherzustellen, gleiche Armatur, gleiche Roste und gleiche Siederohre wie unter d), um eine weitgehende Übereinstimmung der Ersatzteile zu erzielen. Das Gleiche gilt von den Verbrennungsmotoren und Dampfmaschinen. Da der Dieselmotor im Baubetrieb leider noch sehr geringe Verwendung gefunden hat, kommen in der Hauptsache nur die kleineren Leistungen etwa für Betonmaschinen, Krane, Beleuchtungsanlagen, Pumpen, Werkzeugmaschinen usw. in Frage. Die Größenstufen 5 PS, 15 PS und 30 PS würden allen Bedürfnissen genügen, wobei bei 12 m Riemengeschwindigkeit bis 15 PS nur eine Riemenbreite benötigt würde. Von großem Vorteil wäre, gleiche Frisch- und Abdampf- sowie Kühlwasser-Zu- und Abflußstutzen, um für das Rohrmaterial der Baustellen wenige Abmessungen zu erhalten.

l) Lüftungsmaschinen, wie Hoch- und Niederdruckventilatoren: 4 verschiedene Größen 5, 15, 30, 50 cm usw. reichen für Bauzwecke aus. Gleiche Riemengeschwindigkeit und gleiche Rohrdurchmesser vervollständigen das Bild.

m) Oberbaumaterial, wie Rahmengleis, Weichen, Schienen, Drehscheiben, Kreuzungen, Laschen. Hierin herrscht bei unseren deutschen Baufirmen ein außerordentlicher Wirrwarr. Wird eine neue Baustelle eingerichtet, so kann man getrost annehmen, daß 10 verschiedene Profile nicht ausreichen, wodurch dem Bauleiter manche trübe Stunde bereitet wird. Aber damit nicht genug! Selbst innerhalb gleicher Profile ist die Lochung wieder so verschieden, haben vor allem die Laschen so mannigfache Formen, daß von einem planmäßigen Arbeiten bei der Oberbauinstallation nicht gut gesprochen werden kann. Hier sollte mit eiserner Energie durchgegriffen werden, denn wenn irgendwo, so ist hier die Vereinheitlichung am Platze. Gerade das Oberbaumaterial ist ja schon von Haus aus normalisierte Massenware, und nur kurzsichtiges oder durch Geldmangel behindertes Geschäftsgebahren kann für solche Zustände verantwortlich gemacht werden. Ein leichtes und ein schweres Rahmengleis, eine 14, 27,5, 33 und 44 kg-Schiene mit einheitlicher Lochung und Lasche sowie normale Schwellen werden alle Schwierigkeiten beseitigen und dabei noch billigen Masseneinkauf ermöglichen.

p) Pumpen aller Art. Es erübrigt sich, an dieser Stelle nochmals alles das hervorzuheben, was oben über die Größenabstufungen und den gruppenweisen Einkauf bei verschiedenen Firmen gesagt wurde. Zwei Forderungen müssen unter allen Umständen gestellt werden. Gleiche Riemengeschwindigkeit wie bei a, e und k), um das ungestörte Zusammenarbeiten mit e) und k) zu gewährleisten, und Beschränkung auf einige wenige Rohrdurchmesser mit normalen Verschraubungen für kleine Leistungen sowie Flanschen nach Siederohrnormalien für die größeren. Da es sich kaum wird ermöglichen lassen, von den verschiedenen Firmen, auch wenn die Leistungen gleich sind, gleiche Saug- und Druckrohrstutzen bei den verschiedenen Pumpenkonstruktionen zu erhalten, so bleibt nur der Ausweg übrig, Übergangsstücke von vornherein mitzubeschaffen. Der größere Druckverlust infolge eines engeren Rohres oder die scheinbar größeren Kosten infolge eines weiteren Rohres werden leicht durch die Vereinfachung des Betriebes und die Massenbeschaffung der Rohre ausgeglichen.

q) Preßluftgeräte, wie Kompressoren, Druckluftschleusen. Was unter p) gesagt wurde, gilt restlos für die Kompressoren. Hier treten noch wie bei den Verbrennungsmotoren die Kühlwasser-Zu- und Abflußstutzen hinzu. Mit etwas gutem Willen lassen sich so die für a, c, k, p und q) benötigten in größeren Baufirmen beträchtliche Werte darstellenden Rohre miteinander vereinigen.

Bei den Druckluftschleusen sind es die Luftanschlüsse und die Schachtrohrflanschen, die dem Vereinheitlichungsgedanken angepaßt werden müssen, um ihre wechselseitige Verwendbarkeit zu sichern.

r) Rollmaterial, wie Lokomotiven und Wagen aller Art. Es stellt wohl den Gerätegrundstock aller Baufirmen dar. Um so mehr also sollte sich hier das Organisationstalent des Baumaschineningenieurs betätigen, zumal Aussicht besteht, daß durch die Arbeiten des Normenausschusses der deutschen Industrie in das Gewirr der Baulokomotivspielarten ein System hereinkommt, daß unseren Vorschlägen der gruppenweisen Einkaufes in der denkbar weitesten Weise entgegenkommt[3]). Das Haupterfordernis sind nur 2 Spurweiten: 600 und 900 mm Spur, alle die sonstigen Maße wie 650, 700, 750, 800, 1000 usw. müssen fortfallen. Für 600 mm Spur genügen bis 20 PS zwei Benzollokomotiven, darüber bis 60 PS eine 40- und eine 60-pferdige Maschine. Bei 900 mm kommt man mit 80, 120, 160 und 200 PS aus. Von dem Kessel gilt das schon unter d) Gesagte. Der im Interesse der Betriebssicherheit erforderliche Lagerbestand an Ersatzteilen wird verschwindend, die Ausrüstungsgegenstände, wie Laternen, Feuergerät, Winden usw., können in jedem Falle einheitlich gehalten werden, die Durchfahrtsprofile sind gleich, der Zeichnungsbestand unbedeutend usw.

Das Gleiche gilt von den Wagen: Für 600 mm Spur ein ¾- und 1-cbm-Muldenkipper, vielleicht noch ein 1¼-cbm-Kastenkipper, für 900 ein 2-cbm- und ein 4-cbm-Kippwagen sowie einen 4- oder 5-cbm-Selbstkipper. Einheitliche im Großen zu vorteilhaften Preisen beschaffbare Radsätze, Lager, Zughaken, Ketten, Federn usw. sind die Folge, ein störungsfreier Betrieb und erhöhte Wirtschaftlichkeit das Endergebnis.

s) Straßenfahrzeuge, wie Transportwagen, Straßenwalzen und -Lokomotiven, Kraftwagen. Eine Vereinheitlichung wird hier

[1]) Siehe „Vereinheitlichung in der Industrie" S. 174.
[2]) Siehe „Vereinheitlichung in der Industrie" S. 271.
[3]) Siehe „Vereinheitlichung in der Industrie" S. 126.

nur geringe Vorteile bieten, da die Zahl der Geräte dieser Art auch bei großen Baufirmen nur unbedeutend sein dürfte. Bezüglich der Größen gilt das früher Gesagte. Die Vereinheitlichung würde sich besonders angenehm für die Kerzen, Zündapparate, Vergaser, Reifen usw. bemerkbar machen.

u) Werkstättenausrüstungen, wie Metall- und Holzbearbeitungsmaschinen. Auch hier ist den obigen Ausführungen kaum etwas hinzuzufügen. Beschränkung in der Zahl der Größen und einheitliche Riemengeschwindigkeit bei der Vorgelege-Antriebscheibe sind die springenden Punkte. Die Werkzeuge können als Schlosser-, Schmiede- usw. Werkzeugsatz vereinheitlicht und von der Zentrale im großen beschafft werden.

w) Wasserfahrzeuge, wie Dampfer, Motorboote, Schuten usw. Die Vereinheitlichung bietet bei Dampfern und Motorbooten die schon mehrfach erwähnten Vorteile gleicher Ersatzteile, bei den Schuten, Booten, Prahmen usw. nur die Annehmlichkeit der vereinfachten Organisation. Ganz anders aber steht es mit den Ausrüstungen, wie Ankern, Seilen, Ketten, Pumpen, Signallaternen, Rettungsringen usw. Diese müssen durchweg im Interesse des Einkaufes im Großen und der tunlichst leichten Auswechselbarkeit gleich gehalten werden.

Überblicken wir zusammenfassend das bisher Gesagte, so läßt sich feststellen: Von einer zwischenbetrieblichen Vereinheitlichung im Baumaschinenwesen ist weder auf Seiten der Fabriken noch auf Seiten der Bauunternehmer etwas zu merken. Fabrikatorisch sind vielleicht im Lokomotiv-Normenausschuß die ersten Ansätze zu verzeichnen. Als Vorstufe zu dieser im volkswirtschaftlichen Interesse aber mit allen Mitteln zu fördernden Vereinheitlichung kann die oben angedeutete innerbetriebliche Normung angesehen werden. Sie bedient sich weniger technischer als mehr organisatorischer Mittel. Die Grundbedingungen zu ihrer Verwirklichung sind kurz: ein vom Vereinheitlichungsgedanken beherrschtes Gerätebeschaffungsprogramm, dem sich jeder neue Bedarf unter allen Umständen einzugliedern hätte, eine weitschauende, von wahrhaft kaufmännischem Geist beseelte Vorratswirtschaft, die allein die restlose Durchführung des Programmes gegenüber dem Druck der Verhältnisse (sofort zu befriedigender Bedarf) gewährleisten kann, der zentralisierte Engros-Einkauf der als Folge der Vereinheitlichung benötigten Massenartikel wie Riemen, Rohre, Schienen, Seile, Siederohre, Ersatzteile, Werkzeuge, Lampen, Anker, Ketten usw. und die Schaffung eines oder mehrerer Magazine, in denen diese Teile auf Lager gehalten werden, um bei Bedarf sofort zum Versand zu kommen. Ihre technischen und wirtschaftlichen Folgen aber sind: eine im Volkswirtschaftsinteresse liegende Entlastung der Fabriken durch die Vereinfachung des Bedarfes, eine bedeutende Vereinfachung der Organisation in der Geräteverwaltung, eine Zeit und Geld sparende und den Ruf erhaltende Erhöhung der Betriebssicherheit, große Gewinne beim Einkauf und schließlich eine Raum und Geld sparende Beschränkung in den vorzuhaltenden Ersatzteilbeständen; denn für zwanzig Maschinen gleichen Fabrikates genügen ein oder zwei Satz Reserveteile, für zwanzig verschiedene dagegen müssen zwanzig Sätze vorrätig sein, um stete Betriebssicherheit zu gewährleisten.

GESCHÄFTLICHE MITTEILUNGEN DER GESELLSCHAFT.

Mitgliederliste nach dem Stande bis Ende 1920.

(Schluß aus Heft 5, Jahrgang 1920.)

181. Rothbart, Philipp, Dipl.-Ing., Bln.-Schöneberg.
182. Rek, Hugo, Architekt, Stuttgart.
183. Redemann, Heinrich, Ingenieur, Düsseldorf.
184. Redemann, Josef, Ingenieur, Düsseldorf.
185. Rüth, Georg, Dipl.-Ing., Biebrich a. Rh.
186. Rothschuh, Fritz, Reg.-Bmstr., Berlin.
187. Rehbock, Th., Prof. Dr.-Ing., Karlsruhe i. B.
188. Risch, Curt, Prof., Braunschweig.
189. Reinhardt, Otto, Bürgermeister, Eisfeld.
190. Rheindorff, Paul, Ingenieur, Frankfurt a. M.
191. von Rieppel, Anton, Geh. Baurat, Dr.-Ing., Nürnberg.
192. Sachs, L., Dr.-Ing., Dortmund.
193. Seboldt, August, Reg.-Bmstr., Schleuse.
194. Senssee, Wilhelm, Dipl.-Ing., Bln.-Südende.
195. von Soanzoni, Krafft, Reg.-Bmstr., München.
196. Saurer, Josef, Dipl.-Ing., Offenburg.
197. Springer, Julius, Verlagsbuchhändler, Bln.-Zehlendorf.
198. Saß, Carl, Privatdozent, Bln.-Mariendorf.
199. Sauter, Emil, Dipl.-Ing., Jettenbach a. Inn.
200. Seeler, Alfred, Baumeister, Essen.
201. Sonntag, R., Reg.-Bmstr., Dr.-Ing., Bln.-Friedrichshagen.
202. Seidel, Helmuth, Dipl.-Ing., München.
203. Schmuckler, Hans, Dir., Frohnau.
204. Schönewolff, Carl, Ingenieur, Düsseldorf.
205. Schönberger, Alexius, Reg.-Bmstr., Neu Rössen.
206. Schulz, Otto, Baurat, Prof., Karlsruhe.
207. Schmick, Günther, Reg.-Bmstr., München.
208. Schroeter, Alfons, Bauingenieur, Berlin.
209. Schulze, Johannes Paul, Reg.-Bmstr., Bln.-Charlottenburg.
210. Schönhöfer, Robert, Prof., Dr. techn., Braunschweig.
211. Schachenmeier, Wilhelm, Dr.-Ing., München.
212. Stapf, Max, Oberingenieur, Freiburg.
213. Stietz, Ludwig, Baurat, Karlsruhe.
214. Stark, Wilhelm A., Dipl.-Ing., Karlsruhe.
215. Teske, Arthur, Bauingenieur, Bln.-Steglitz.
216. Todt, Fritz, Dipl.-Ing., Pforzheim.
217. Trambauer, Fritz, Oberingenieur, Ludwigshafen a. Rh.
218. Urbach, Hans, Direktor, Berlin.
219. Vögele, Joseph, Dr.-Ing., Mannheim.
220. Völker, Philipp, Dr.-Ing., Bln.-Steglitz.
221. Vidor, August, Dipl.-Ing., Kattowitz.
222. Voß, Hugo, Dipl.-Ing., Direktor, Biebrich a. Rh.
223. Walck, Otto, Dipl.-Ing., Bln.-Wilmersdorf.
224. Weinitschke, Willy, Reg.-Bauführer, Bln.-Charlottenburg.
225. Weyland, Rudolf, Reg.-Bmstr., Stettin.
226. Winkler, Imre, Dipl.-Ing., Szeged, Ungarn.
227. Wentzel, Robert, Prof., Dr.-Ing., Aachen.
228. Weihe, Hermann, Prof., Bln.-Lankwitz.
229. Walter, Wolfgang, Dipl.-Ing., Baden-Baden.
230. Weigele, Rudolf, Dipl.-Ing., Mannheim.
231. Weyrauch, Robert, Reg.-Bmstr., Dr.-Ing., Stuttgart.
232. Wessely, Alfred, Dipl.-Ing., Wiesbaden.
233. Zipkes, S., Dipl.-Ing., Bln.-Grunewald.
234. Zeh, Otto, Zivilingenieur, Leipzig.
235. Lachmann, Heinz, Dipl.-Ing., Berlin.
236. Kempinski, Erich, Dipl.-Ing., Bln.-Charlottenburg.
237. Allhausen, Wilhelm, Dipl.-Ing., Bln.-Wilmersdorf.
238. Schachenmeier, Emil, Oberbauinspektor, Karlsruhe.
239. Spangenberg, Heinrich, Professor, München.
240. Welzig, Paul, Ingenieur, Breslau.
241. Graf, Otto, Ingenieur, Stuttgart.
242. Jucho, Heinrich, Dr.-Ing., Dortmund.
243. Habicht, R., Oberltnt., Potsdam.
244. Kulka, Hugo, Dr.-Ing., Hannover.
245. Steber, Hermann, Dipl.-Ing., Essen-Ruhr.
246. Haag, Leonhard, Dipl.-Ing., Ludwigshafen a. Rh.
247. Leeger, Alfred, Ingenieur, Mannheim.
248. Deibel, Ludwig, Stadtbauinspektor, Köln a. Rh.
249. Eilers, Louis, Fabr. für Eisenhoch- und Brückenbau, Hannover-Herrenhausen.
250. Faust, Max, Dipl.-Ing., Nürnberg.
251. Weber, Fritz, Dipl.-Ing., Bln.-Charlottenburg.
252. Ranft, M., Ziviling., Leipzig.
253. Koenen, M., Dr.-Ing., Berlin.
254. Kersten, Karl, Berlin.
255. Bergius, Geh. Baurat, Bln.-Charlottenburg.
256. Rudloff, Bruno, Berlin.
257. Martens, Ernst, Reg.-Baumeister.
258. Mattern, Emil, Potsdam.
259. Günther, Konrad, Dipl.-Ing., Bremen.
260. v. Wedelstadt, Georg, Reg.-Baumeister, Ludwigshafen.
261. Helm, Fr., Dr.-Ing., Bln.-Schöneberg.

Schriftleitung: Reg.-Baumeister Fr. Eiselen, Berlin-Lichterfelde, Karlstr. 99. — Verlag von Julius Springer in Berlin W. — Druck von H. S. Hermann & Co. in Berlin SW.

MITTEILUNGEN
der
DEUTSCHEN GESELLSCHAFT FÜR BAUINGENIEURWESEN
Schriftleitung: Regierungs-Baumeister Fr. Eiselen. Berlin-Lichterfelde, Karlstraße 99. Telephon: L. 1040.

2. Jahrgang | 15. Februar 1921 | Nr. 3

VERKEHRSFRAGEN BEI STADTERWEITERUNGEN.

Von Professor Richard Petersen, Danzig.

Nach dem in der I. Hauptversammlung der „Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen" in Berlin am 21. September 1920 gehaltenen Vortrag.

Die gegenwärtige Wohnungsnot stellt die Stadtverwaltungen vor ungeheuer schwere Aufgaben. Heute ist es wichtiger, überhaupt Wohnungen zu bauen, als über ihre beste Form zu streiten. Wir wollen aber den Glauben nicht aufgeben, daß dem deutschen Volke dereinst eine glücklichere Zukunft blühen wird, und unsere Arbeit muß auf diese glücklichere Zukunft gerichtet sein. Da jetzt überall Stadterweiterungen in großem Umfange nötig sind, muß man sich zunächst darüber klar werden, ob man die bisherige Regelform des Wohnhauses, das Massenmietshaus beibehalten will, oder ob es nicht richtiger ist, zum Kleinhaus überzugehen. Das ist von grundlegender Bedeutung für die Gestaltung der Bebauungspläne.

Die Stadterweiterungen in Deutschland entstanden im letzten halben Jahrhundert unter der Herrschaft der Mietskaserne. In der Mietskaserne wurde der größte Teil der Großstadtbevölkerung heimatlos. Die Mietskaserne ist mit schuld dann, daß der Name Vaterland für viele ein leeres Wort geworden ist, bei dem die Seele nichts empfindet. Nach dem verlorenen Kriege ist unser Volk gänzlich zusammengebrochen. Eine tiefe Kluft, anscheinend unüberbrückbar, trennt die Parteien rechts und links, riesengroß ist das Mißtrauen, das jede der anderen entgegenbringt. Das Gefühl, daß beide eines Stammes sind, ist beinahe ganz verloren gegangen. Was tut uns not?

Es gilt das Volk wieder aufzurichten, die tiefe Kluft zwischen rechts und links zu überbrücken, das Mißtrauen zwischen den einzelnen Bevölkerungsschichten zu beseitigen. Die Einigkeit im Volke muß wieder hergestellt werden, denn nur der geschlossene Wille eines einigen großen Volkes kann den Wahnsinn des Friedensvertrages beseitigen. Was können wir dazu tun?

Den heimatlos Gewordenen die Heimat wiedergeben, dafür sorgen, daß die verlorene Verbindung des Menschen mit dem Grund und Boden, mit dem Vaterlande wieder hergestellt wird!

Wir müssen dahin streben, möglichst vielen Familien ein, wenn auch kleines Haus mit ausreichendem Garten zu Eigentum zu geben.

Für das Massenmietshaus spricht allerdings die Tatsache, daß die Baukosten des Kellers und des Dachgeschosses sich auf mehrere Wohnstockwerke verteilen, daß also die Baukosten des Hauses bezogen auf 1 qm Wohnfläche am niedrigsten werden. Demgemäß sollte auch die Miete für 1 qm Wohnfläche bei dieser Bauform am niedrigsten sein können. Tatsächlich ist das nicht der Fall gewesen, im Gegenteil, die Wohnungsmieten in den Massenmietshäusern unserer Großstadt waren höher als die Wohnungsmieten in den Kleinhäusern unserer Mittelstädte. Der Vorteil, den das Massenmietshaus hinsichtlich der Baukosten bietet, ist tatsächlich nicht den Mietern, sondern den Bodenbesitzern zugute gekommen. Das würde auch in Zukunft kaum anders sein, wenn man den Wohnungsbau den Kreisen überläßt, die sich bisher damit befaßt haben. Das Massenmietshaus ist zur Regelform in unseren Großstädten geworden aus keinem anderen Grunde, als weil es der Bodenspekulation den größten Gewinn lieferte, und weil die Vertreter dieser Bodenspekulation die Mehrheit in den Stadtverordnetenversammlungen besaßen. Im übrigen besteht wohl kein Zweifel darüber, daß die Wohnung im Kleinhaus derjenigen im Massenmietshaus, abgesehen von der Frage der Baukosten, in jeder Hinsicht vorzuziehen ist.

Allerdings ist noch in weiten Kreisen namentlich des Haus- und Grundbesitzes die Meinung vorhanden, daß eine Steigerung oder Minderung der Bodenwerte eine Steigerung oder Minderung des Volksvermögens bedeutet. Diese Auffassung ist irrig, denn die Bogenwerte sind ja nur die kapitalisierten Bodenrenten, die die Benutzer des Bodens den Besitzern zahlen müssen. Das Vermögen der Bodenbesitzer ist demnach genau ebensogroß, wie die Belastung der Bodenbenutzer. Also bedeutet der Wert des Bodens einen Posten, der in der Volkswirtschaftsrechnung auf beiden Seiten der Bilanz mit demselben Betrage erscheint. Für die Endabrechnung der Volkswirtschaft ist demnach Bodenwert abzüglich Bodenbelastung gleich Null. Die ziffernmäßige Höhe des Bodenwertes ist also für die Schlußabrechnung der Volkswirtschaft gleichgültig. Dabei ist aber zu bedenken, daß eine Steigerung der Bodenwerte nur einigen Wenigen, eine Minderung der Bodenwerte allen Anderen zugute kommt. Staat und Gemeinde, deren Aufgabe es ist, für die Allgemeinheit zu sorgen, sollten daher alles tun, was möglich ist, um die Bodenwerte niedrig zu halten. Tatsächlich haben Staat und Gemeinde im allgemeinen bisher die entgegengesetzte Politik betrieben.

Ich möchte jedoch nicht mißverstanden werden. Zweifellos ist ein 1 qm Grund und Boden im Innern einer Großstadt wertvoller, als ein gleich großes Stück Land, das weit entfernt von jeder menschlichen Siedlung liegt, und selbstverständlich ist 1 qm Boden in der Geschäftsstadt von Berlin wertvoller als ein qm Boden am Rande der Vorortbebauung Berlins. Das soll garnicht bestritten werden. Aber ob die ziffermäßigen Höhen, die die Bodenwerte in Berlin und den anderen deutschen Großstädten erreicht haben, einen gesunden oder ungesunden Zustand kennzeichnen, das ist eine ganz andere Frage. So erreichten vor dem Kriege, wenn ich mich recht erinnere, die Bodenwerte in den Wohngebieten Londons nur etwa ein Zehntel der Beträge, die in den Wohngebieten Berlins gefordert und bezahlt wurden. Dabei war London an Einwohnerzahl beinahe doppelt so groß. Allerdings ist dort das Einfamilienhaus die Regel.

Bezüglich dieser Fragen, die ich nur streifen kann, verweise ich auf das „Handbuch des Wohnungswesens" von Eberstadt, ferner auf die „Bodenreform" von Damaschke und auf ein kleines ganz ausgezeichnetes Buch „Grundbegriffe der Volkswirtschaft" von Pohlmann.

Wenn es richtig ist, daß das Kleinhaus mit ausreichendem Garten als Regelform außerordentlich viel besser ist als das Massenmietshaus, und wenn es richtig ist, daß dieses letztere zur Regelform der deutschen Großstädte geworden ist, nur weil es dem Terraingeschäft den größten Nutzen brachte, dann allerdings ist es an der Zeit, die gesetzlichen Grundlagen zu ändern, die es ermöglicht haben, daß eine verhältnismäßig kleine Zahl geschäftstüchtiger Menschen ungeheure Gewinne aufspeicherte auf Kosten des ganzen arbeitenden Volkes.

Die Grundlagen dieses Geschäftes sind Bebauungsplan, Bauordnung und Hypothekengesetz.

Für die Zukunft darf bei unseren Stadterweiterungen nicht mehr der ausschlaggebende Gesichtspunkt sein, daß am Grund und Boden möglichst viel Geld verdient werden muß. Wenn diese Auffassung erst Besitz ergriffen hat von allen Denen, die in Staat und Gemeinde den Vorteil der Allgemeinheit zu wahren haben, dann wird es nicht schwer sein, vernünftige Bebauungspläne zu machen.

Wichtig ist vor allen Dingen für die Wohngebiete eine Herabsetzung des Verhältnisses der bebauten Fläche zur Gesamtgrundstücksfläche.

Daß in den Wohngebieten Berlins und anderer Städte $^{7}/_{10}$ der Grundstücksfläche bebaut werden dürfen, ist ja eine Ungeheuerlichkeit, und wenn bei der landhausmäßigen Bebauung der Berliner Vororte $^{3}/_{10}$ der Grundstücksfläche bebaut werden dürfen, so ist das eine Armseligkeit.

Es ist notwendig, diese Ziffern der Bodenausnützung für die Zukunft erheblich herabzusetzen und die Zahl der zulässigen Stockwerke zu vermindern.

Ganz besonders wichtig ist eine Änderung des Hypothekengesetzes. Ich glaube, wir können alle den Vorschlägen zustimmen, die eine grundsätzliche Änderung dieses Gesetzes fordern, dahingehend, daß nicht mehr der Grund und Boden selbst beliehen werden darf, sondern nur die Verbesserungen, die am Boden gemacht, und die Bauten, die auf ihm aufgeführt werden. Nur hierfür dürften Hypotheken eingetragen werden, und diese Hypotheken müßten von vorneherein eine bestimmte Tilgungsfrist erhalten.

Endlich ist es wichtig, möglichst viele bisherige Mieter zu Hausbesitzern zu machen. Der Begriff des Eigentums bedarf allerdings einer Einschränkung, die Spekulation mit dem Bodenwert muß möglichst unterbunden werden.

Wir wollen nach unseren Kräften dazu beitragen, unser Volk aus seiner Not aufzurichten. Arbeitscheu und Schiebertum müssen mit wirksamen Mitteln bekämpft werden. Vorwärtskommen können wir nur, wenn das ganze Volk mehr Güter erzeugt als es verbraucht. Da scheint es an der Zeit, wie Pohlmann sagt, einmal daran zu erinnern, daß das höchste Wertobjekt unter allen Umständen der Mensch selbst ist, der leistungsfähige und bedürfnisfähige, oder besser noch der bedürfnisreiche Mensch. Wir brauchen Menschen, die an ihrer Arbeit Freude haben und in ihren Mußestunden Anteil bekommen an den Kulturgütern des Lebens. Gesundheit, Zufriedenheit, Arbeitsfreude, Leistungsfähigkeit der Menschen zu steigern, ist der höchste Zweck der Volkswirtschaft.

Das sind die Gründe, weshalb wir als Regelform für die künftigen Stadterweiterungen nicht das Massenmietshaus, sondern sein Gegenteil, das Einfamilienhaus mit reichlichem Garten anstreben, wenn auch seine Baukosten höher sind. Es gilt doch auch sonst im Wirtschaftsleben der Grundsatz, daß es weniger darauf ankommt, die Anlagekosten möglichst niedrig zu halten, als vielmehr den Nutzen, das Erträgnis möglichst zu steigern.

Jedenfalls ist es wichtig, die grundsätzliche Frage, ob Massenmietshaus oder Kleinhaus, vorweg zu entscheiden, denn davon hängt die Gestaltung der Bebauungspläne ab. Wir sind uns allerdings bewußt, daß das Einfamilienhaus eine Idealforderung ist, an deren restlose Verwirklichung nicht zu denken ist. Zunächst gibt es auch noch einen sehr großen Prozentsatz von Menschen, die die Vorteile dieser besseren Wohnweise noch gar nicht begreifen. Es stehen die Lebensgewohnheiten großer Volkskreise namentlich bezüglich der Anforderungen, die sie an ihre Wohnung stellen, noch auf einer sehr niedrigen Stufe. Das ist jedoch eine Sache der Erziehung, die allerdings nicht in einigen wenigen Jahren beendet sein wird. Aber auch bei erheblich gesteigerten Ansprüchen an die Lebenshaltung wird vielen Familien mit dem Einfamilienhaus nicht gedient sein. Auch das Doppelhaus, das Vierfamilienhaus und vielleicht noch das Sechsfamilienhaus werden für die Zukunft große Bedeutung haben, ganz besonders für die Aufgaben der nächsten Zeit. Als obere Grenze dürfte, auch schon für die nächste Zeit, das dreistöckige Wohnhaus anzusehen sein, da hierbei die Baukosten mit Bezug auf 1 qm Wohnfläche am niedrigsten werden. Bei noch mehr Stockwerken sinkt dieser Betrag nicht weiter. Der Vorteil einer noch größeren Stockwerkzahl liegt lediglich in der Möglichkeit, am Grund und Boden einen höheren Gewinn zu erzielen.

Voraussetzung für die Zulassung der dreistöckigen Bauweise wäre allerdings, daß Seitenflügel und Quergebäude wegfallen, und daß der Prozentsatz der bebauten Grundstücksfläche erheblich herabgesetzt wird.

Wenn man für das Einfamilienhaus etwa eine Verhältnisziffer festsetzt zwischen Kubikmetern umbauten Raumes und Quadratmetern zugehöriger kleinster Bodenfläche, so sollte die gleiche Ziffer auch für das dreistöckige Wohnhaus gelten. Jedenfalls aber sollten diese Ziffern gegenüber den heute gültigen Vorschriften beträchtlich herabgesetzt werden. Für die bevorstehenden Stadterweiterungen ergeben sich demnach vollständig neue Gesichtspunkte für die Bodenaufteilung und für die Anlage des Straßennetzes. Die bisherigen Bebauungspläne sind dafür größtenteils unbrauchbar.

Nun besteht eine große Schwierigkeit darin, daß die neuen Siedelungen naturgemäß nahe der vorhandenen Stadtanlage angelegt werden müssen. Die Wege zwischen Wohnung und Arbeitsstätte dürfen nicht zu groß werden. Ausreichend billiger Boden ist aber im allgemeinen in unmittelbarer Nähe der Stadtanlagen nicht mehr vorhanden. Darin scheint zunächst ein unlösbarer Widerspruch zu liegen. Billiges Bauland ist meistens nur in größeren Entfernungen von der Stadt vorhanden. Dabei ist aber zu beachten, daß die Entfernung dieses Siedlungslandes in Kilometern gleichgültig ist. Worauf es ankommt, ist vielmehr der Zeit- und Geldaufwand für den Weg von der Wohnung zur Arbeitsstätte, es kommt an auf die Minuten Fahrzeit und auf die Pfennige Fahrgeld. Damit wird in vielen Fällen die Siedlungsfrage eine Verkehrsfrage.

Meistens liegt die Sache doch so, daß in einer gewissen Entfernung von der bisher bebauten Stadtanlage Land, das für die Bebauung gut geeignet ist, zu billigen Preisen zu haben ist. Nur fehlt es an einer hinreichend schnellen und billigen Verkehrsverbindung. Für ihre Rentabilität ist nur erforderlich, daß die Siedelung von vorneherein groß genug angelegt wird, damit auf der Bahn nicht leere Züge gefahren werden müssen. Im Außengelände selbst liegen im allgemeinen keine Schwierigkeiten für den Bahnbau vor, die Schwierigkeiten bestehen aber regelmäßig darin, daß es nötig ist, die aus dem Außengelände kommenden Bahnlinien durch die innere Geschäftsstadt hindurchzuführen. Hier steht im allgemeinen nur eine beschränkte Anzahl von Wegen für die Durchführung von Bahnen offen. Die Schwierigkeiten der Besiedlung irgend eines Außengeländes liegen in der Regel im Innern der Geschäftsstadt. So ist man in unseren Weltstädten, weil man in der Vergangenheit an solche Möglichkeiten nicht gedacht hat, vielfach gezwungen gewesen, Schnellverkehrslinien in der Form von Hoch- und Untergrundbahnen zu schaffen, die meistens außerordentlich hohe Anlagekosten erfordert haben. Alle unsere Weltstädte und die meisten deutschen Großstädte sind Musterbeispiele dafür, daß mangelnde Voraussicht in der Vergangenheit zu den schwersten Schädigungen der Gegenwart und Zukunft geführt hat.

Überaus lehrreich ist in dieser Hinsicht die gänzlich verfehlte Stadtanlage von Berlin, die aus einer großen Zahl von Einzelgemeinden zusammengeschlossen ist.

Die Größe der Stadtanlage um die Mitte des vorigen Jahrhunderts ist kenntlich an der Lage der Bahnhöfe. Der Potsdamer, Anhalter, Görlitzer, Schlesische, Stettiner, Hamburger, Lehrter Bahnhof wurden in den Jahren 1838 bis 1846 vor den Toren der Stadt angelegt. Berlin hatte damals noch nicht 400 000 Einwohner. Im Jahre 1914 dagegen umfaßte das Gebiet des Verbandes Groß-Berlin etwa 4 Millionen Einwohner, 7 Stadtkreise, in denen die Berliner Bauordnung, 37 Vorortgemeinden, in denen die geschlossenen Bauklassen I und II der Vorortbauordnung überwogen, 88 Vorortgemeinden mit vorzugsweise offener Landhausbebauung nach Klasse C bis F der Vorortbauordnung, endlich 242 Außengemeinden.

Die Bebauungspläne in diesen einzelnen Gemeinden sind entstanden aus zufälligen örtlichen Bedürfnissen, meistens ohne Rücksicht auf die Nachbargemeinden und ohne Rücksicht auf die Zukunft. Von einem einheitlichen Plane ist garnicht zu reden, vielmehr war es die Regel, daß jede Gemeinde ihren Vorteil suchte im Gegensatz und häufig zum Schaden der Nachbargemeinde. So ist ein ganz regelloses Straßennetz entstanden. Ein Unterschied zwischen Verkehrs- und Wohnstraßen ist kaum gemacht. Einige wenige durchgehende Straßenzüge sind vollkommen überlastet. Eine Entlastung durch Schaffung paralleler Straßenzüge ist selten möglich, denn wenn wirklich mal in einer Gemeinde der Ansatz zu einem durchgehenden Straßenzuge gefunden werden konnte, so findet er in der Nachbargemeinde keine Fortsetzung. Namentlich die Straßenzüge links und rechts der Eisenbahnen stimmen ganz und garnicht aufeinander. Die Eisenbahnen liegen vielfach in Geländehöhe, eine Änderung ihrer Höhenlage nützt aber meistens nicht viel, da eine Verlängerung irgend eines Straßenzuges über oder unter der Eisenbahn auf der anderen Seite keine zweckmäßige Fortsetzung findet. Die Fehler, die im Bebauungsplan Berlins vor einem halben Jahrhundert gemacht worden sind, belasten die Gegenwart aufs schwerste und sind zum Teil garnicht wieder gut zu machen.

Die Bedeutung eines einheitlichen Planes für die Großstadtsiedelungen wurde der breiteren Öffentlichkeit vor 10 Jahren bekannt durch den von den Berliner Gemeinden ausgeschriebenen Wettbewerb um einen Bebauungsplan von Groß-Berlin, dessen Zustandekommen insbesondere dem verstorbenen Architekten March zu danken ist. Bemerkenswert war bei den wichtigsten preisgekrönten Arbeiten die Übereinstimmung in folgenden Grundsätzen über die Behandlung der Verkehrsfragen:

Die Schwierigkeit der Besiedelung eines Außengeländes liegt in der Regel nicht im Außengelände selbst, wie schon vorher gesagt, sondern im Innern der Stadt, in der Aufgabe, die Verkehrslinien durch das Innere der Stadt hindurchzuführen. Hier ist der Raum beschränkt. Verschiedene Bahnlinien beanspruchen den gleichen Weg, daher ist es nötig, eine Rangordnung festzusetzen. Man darf nicht einen Straßenzug für eine Bahnlinie niederer Ordnung in Anspruch nehmen, wenn dadurch einer Bahnlinie höherer Ordnung der notwendige Weg versperrt wird. Übereinstimmend kam in den wichtigsten Wettbewerbsentwürfen zum Ausdruck, daß bei den Stadterweiterungen zuerst überlegt werden mußten die künftigen Erweiterungen der Wasserstraßen, sodann der Eisenbahnanlagen für den Güterverkehr, insbesondere die Lage der künftigen großen Verschiebebahnhöfe. Hieraus ergibt sich schon im großen und ganzen, was Industriegelände, was Wohngebiet werden kann, und was als Freifläche liegen bleiben muß. Sodann sind zu erwägen die Erweiterungen der Fernbahnen für den Personenverkehr, hierauf der Ausbau des aus dem Fernbahnnetz entstandenen Vorortbahnnetzes. Durch dieses Vorortbahnnetz wird aber nur ein Teil des Vorortgeländes aufgeschlossen werden können, die dazwischen verbleibenden großen Lücken müssen durch besondere innerstädtische Schnellbahnen, Hoch- und Untergrundbahnen aufgeschlossen werden. Diese sind allerdings nur ein kostspieliger Notbehelf für Versäumnisse und mangelnde Voraussicht bei der Anlage des Hauptbahnnetzes.

Nachdem auf diese Weise das Gerippe des Schnellbahnnetzes in großen Zügen festgesetzt ist, muß die Umgestaltung und der weitere Ausbau des Straßenbahnnetzes erwogen werden. Dieses bedient in der Hauptsache die nächste Umgebung der Geschäftsstadt und wird weiter draußen Zubringer für die Schnellbahnlinien. Deshalb muß jedenfalls in den Vororten alles getan werden, was möglich ist, um die Geschwindigkeiten auf den Straßenbahnen zu steigern.

Erst wenn alles dieses überlegt worden ist, ist es an der Zeit, die einzelnen Bebauungspläne für die aufzuschließenden Vororte zu entwerfen.

Damals vor 10 Jahren waren diese Grundsätze noch neu, jedenfalls waren sie in Berlin und auch anderswo vorher nicht beachtet worden. Bisher hatte man es in der Regel umgekehrt gemacht. Bei dem Entwerfen der Bebauungspläne hatte man früher nicht einmal daran gedacht, auf die Straßenbahnen besondere Rücksicht zu nehmen, noch viel weniger natürlich Schnellbahnverbindungen vorgesehen. Die Folge davon ist, daß man heute in allen Großstädten vor außerordentlichen Schwierigkeiten steht, wenn es sich darum handelt eine Schnellverkehrsverbindung durch die innere Stadt zu legen.

Auf den Berliner Wettbewerb und die Berliner Städtebauausstellung 1910 folgten ein bemerkenswerter Wettbewerb um den Bebauungsplan von Düsseldorf, eine Städteausstellung und ein Kongreß für Städtewesen im Jahre 1912, um den sich namentlich Herr Stadtbaurat Geusen sehr verdient gemacht hat.

Inzwischen sind durch den Verband Groß-Berlin ausgezeichnete Vorarbeiten für Berlin gemacht worden und niedergelegt in den Arbeiten seines Verkehrstechnischen-Oberbeamten Professor Giese [1]).

Über die Gestaltung des Bebauungsplanes mit Bezug auf die zweckmäßigste Anlage des Straßenbahnnetzes sind grundlegende Gesichtspunkte meines Wissens erstmals von Wattmann [2]) aufgestellt worden; auch Giese hat bemerkenswerte Vorschläge gemacht in den Denkschriften des Verbandes Groß-Berlin.

Im übrigen will ich auf Berlin nicht näher eingehen, die Verhältnisse von Berlin sind von verschiedenen Seiten, so insbesondere auch von Kemmann und Wittig ausgiebig erörtert worden, so daß hierüber grundsätzlich Neues kaum noch zu sagen wäre. Berlin bietet eine Mustersammlung von Beispielen für die schwerwiegenden Folgen mangelnder Voraussicht und großer Fehler bei der Anlage der Straßennetzes. Die Stadtanlage von Berlin ist überaus lehrreich für Jeden, der für die bauliche Entwickelung anderer Städte vorzusorgen hat. Daß in Berlin diese große Fehler gemacht worden sind, ist entschuldbar, denn man konnte vor einem halben Jahrhundert nicht ahnen, daß Berlin in solch' kurzer Zeit zu so hoher Einwohnerzahl anwachsen würde. Daß aber die in Berlin früher gemachten Fehler andern Ortes heute noch wiederholt werden, das sollte nun gerade nicht nötig sein. Darüber besteht heute keine Meinungsverschiedenheit, daß die großen Mängel in der Stadtanlage Berlins daraus herstammen, daß der Bebauungsplan nicht einheitlich und nicht mit weitem Blick auf die Zukunft aufgestellt wurde, sondern daß jede Gemeinde für sich nur für augenblickliche örtliche Bedürfnisse sorgte, ohne an die Nachbarschaft und an die Zukunft zu denken.

Inzwischen sind wir zu neuen Siedlungsformen übergegangen. Vor dem Zeitalter der Eisenbahnen vollzogen sich die Stadterweiterungen konzentrisch. Ein Ring legte sich außen um den anderen. Auch die Ausdehnung der Stadt war nicht groß, Wohnung und Arbeitsstätte lagen im allgemeinen in demselben Hause, der Personenverkehr in der Stadt wickelte sich zu Fuß ab, ein Bedürfnis nach öffentlichen Verkehrsanlagen war noch nicht vorhanden.

Anders wurde es seit Einführung der Eisenbahn. Die Bahnhöfe entstanden vor den Toren der Stadt, die Straßenverbindung vom Bahnhof nach dem Stadtinneren wurde im allgemeinen zur Hauptgeschäftsstraße, Neusiedlungen entstanden vor den Toren entlang der Bahnlinie, Pferdebahnen wurden ins Außengelände vorgestreckt, an Stelle der bisher konzentrischen Stadterweiterungen traten jetzt radiale Ausstrahlungen, aber immer noch in der Weise, daß die Neubebauung sich an die Straßenzüge der bisherigen Bebauung ansetzte.

In neuester Zeit sind wir zu einer dritten Siedlungsform übergegangen. Vorgelagerte Dörfer der Großstädte verloren ihren Charakter und wurden zu Wohnstädten für eine Bevölkerung, die ihre Arbeit in der Großstadt hat. Vor den Weltstädten entstehen, wie z. B. Zehlendorf-West an der Wannseebahn Berlin, auf freiem Felde weit ab von der Stadt und völlig losgelöst von der vorhandenen Bebauung neue große Sied-

[1]) Verband Groß-Berlin 1919. Das zukünftige Schnellbahnnetz für Groß-Berlin, Verband Groß-Berlin Verwaltungsbericht 1912—1920.

[2]) Wattmann: Beziehungen zwischen Straßenbahnen und Bebauungsplänen. XVI. Internationaler Straßenbahn- und Kleinbahnkongreß, Brüssel 1910.

ungen, deren Straßennetz von einer eigens für diesen Zweck angelegten Eisenbahnstation ausgeht. Die Straßenverbindung dieses neuen Vorortes mit dem Straßennetz des Stadtkernes hat nicht mehr die frühere Bedeutung und tritt gegenüber der Eisenbahnverbindung völlig zurück.

Aus dieser Erscheinung ist nun ein sehr wichtiger Schluß zu ziehen. War vor einem halben Jahrhundert die richtige Gestaltung des Straßennetzes entscheidend für die spätere Gestaltung der werdenden Großstädte, so ist es heute das Gerippe des Eisenbahnverkehrsnetzes. War es vor einem halben Jahrhundert falsch, daß man die Erweiterung des Straßennetzes nur nach augenblicklichen örtlichen Bedürfnissen vornahm, so ist es der gleiche schwerwiegende Fehler, wenn man heute die Eisenbahn so behandelt.

Leider ist das bis ganz vor kurzem in den deutschen Städten die Regel gewesen, insbesondere auch in Berlin. An sehr vielen Orten werden heute noch Bebauungspläne gemacht, ohne daß man sich vorher darüber Klarheit verschafft, welche Anforderungen dereinst an die Eisenbahnanlagen zu stellen sind.

Deshalb möge es mir vergönnt sein, an den Beispielen von zwei werdenden Großstädten zu zeigen, welcher Art die auftretenden Aufgaben sind, und in welcher Weise man sie zweckmäßig behandelt.

Vortragen möchte ich einiges über die Verhältnisse in Zürich und Danzig, beides Städte von etwa 200 000 Einwohnern, aber von gänzlich verschiedenem Charakter.

(Fortsetzung folgt.)

AUS DER FACHLITERATUR DES AUSLANDES.

Die immer schärfer gewordene Abschließung Deutschlands während des Krieges hat uns nicht nur die Zuführung körperlicher, sondern auch geistiger Nahrung unterbunden. Sie hat es auch dem deutschen Ingenieur, der stets mit besonderer Sorgfalt die Erfahrungen, Errungenschaften und Fortschritte der Technik im Auslande, wie sie in dessen Fachliteratur zum Ausdruck kommen, verfolgt hat, unmöglich gemacht, sich auf dem Laufenden zu halten. Namentlich aus dem feindlichen Auslande konnte für unsere öffentlichen Fachbibliotheken nur noch Weniges auf dem Wege über die Neutralen beschafft werden und ihre Zeitschriftenabteilungen verödeten mehr und mehr. Diese Lücke nachträglich auszufüllen, soweit das überhaupt aus rein praktischen Gründen möglich ist, verbietet sich bei unserer Finanzlage und der Entwertung unseres Geldes wohl auf Jahre hinaus, so daß diese Lücke sich nicht nur nicht schließen, sondern immer weiter vergrößern wird, sehr zum Schaden unseres deutschen Ingenieurwesens, das des lebendigen Zusammenhanges mit der Fachwissenschaft des Auslandes nicht entbehren kann. Eine möglichst weitgehende Zugänglichmachung der uns an wenigen Stellen zur Verfügung stehenden technischen Literatur des Auslandes für die Allgemeinheit erscheint daher als eine wichtige und dankenswerte Aufgabe. Ihre Lösung ist aber nur erreichbar durch die Zusammenfassung vieler Kräfte zu einem einheitlichen Ziel. Hierbei an ihrem Teile mitzuarbeiten, erscheint als eine vornehme Aufgabe der „Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen".

Es soll in deren Mitteilungen zunächst in einer Reihe von zwanglos sich folgenden Aufsätzen versucht werden, aus der Tätigkeit einiger besonders wichtiger Länder einige Hauptgebiete des Bauingenieurwesens herauszugreifen und eine allgemeine Übersicht zu geben, was hier während der Kriegsjahre geschehen ist. Anspruch auf Vollständigkeit können diese Mitteilungen natürlich in keiner Weise machen, um so weniger als auch im feindlichen Auslande die Bautätigkeit mit der längeren Dauer des Krieges immer mehr auf dessen ausschließliche Bedürfnisse eingestellt worden ist und Veröffentlichungen dieser Art ebenso wie bei uns nicht gestattet wurden. Vielleicht geben diese Berichte aber dem einen oder anderen Ingenieur die Anregung, ein Gebiet oder Teile desselben nach seiner Kenntnis und den ihm zu Gebote stehenden Zeitschriften dann weiter auszubauen. Fr. E.

I. VOM AUSBAU DER ENGLISCHEN SEEHÄFEN.

Die englischen Seehäfen stehen in den letzten Jahrzehnten vor dem Kriege, wie die Seehäfen der ganzen Welt, vor der schwierigen Aufgabe, sich den rapide wachsenden Schiffsgrößen anzupassen, vor allem die Zugänglichkeit von der See durch Schaffung einer tiefen Fahrrinne zu verbessern. Liverpool ist bei seinen besonders ungünstigen Verhältnissen durch die die Einfahrt behindernde Mersey-Barre schon 1890 zur Einleitung gewaltiger Baggerarbeiten genötigt worden, die nun fortgesetzt werden müssen, und ist dann in neuerer Zeit auch zum Ausbau dieser Fahrrinne durch besondere Schutzwerke übergegangen. London, das unter wesentlich günstigeren Verhältnissen arbeitet, hat sich zunächst damit begnügt, in den Tilbury-Docks in der Themse-Mündung Umschlagsgelegenheit für Schiffe größeren Tiefgangs zu schaffen, und erst in neuerer Zeit wird dem Bedürfnis Rechnung getragen, auch die der Stadt näher gelegenen Hafenanlagen für tiefgehende Schiffe durch eine bis 305 m breite Fahrrinne mit einer Tiefe bis zu 9,15 m bei NW zugänglich zu machen. Diese Arbeiten sind seit 1912 aufgenommen und noch im Gange.

Von dem Prinzip des geschlossenen Dockhafens ist man bisher in England nicht abgegangen, wenn auch daneben mehr als bisher große Umschlagsanlagen am offenen Wasser geschaffen werden, so wie neuerdings neben den Tilbury-Docks und in Liverpool, wo man sich noch mit weiter gehenden Plänen trägt. Ganz neuerdings ist für Poole am Kanal ein offener Tidehafen geplant. Umgekehrt soll das Tidebecken im Hafen von Dover jetzt auch zu einem geschlossenen Dock umgewandelt werden. Im übrigen handelt es sich bei den in Ausführung begriffenen und geplanten Anlagen um Erweiterung und Vertiefung vorhandener Dockanlagen und ihrer Zufahrten, wobei bei älteren, nicht umbaufähigen Docks auch zu dem Hilfsmittel der Wasservertiefung durch Anspannung des Wasserspiegels mittels Pumpenanlagen gegriffen worden ist. Der Bau neuer Trockendocks für Schiffe großer Abmessung ist mit allen diesen Erweiterungs- und Neuanlagen verbunden.

Schaffung von vermehrtem Lagerraum, vor allem für Getreide, von neuen Kühlhäusern und Schuppen, ist eine Notwendigkeit, die sich in allen englischen Häfen und ganz besonders während des Krieges bemerkbar gemacht hat und in weitgehendem Maße befriedigt worden ist und noch wird. Dazu kommt die Erhöhung der Leistungsfähigkeit der Häfen durch Vermehrung und neuzeitliche Umgestaltung der Verladeeinrichtungen. Hier zeigt sich eine ausgesprochene Tendenz des Überganges zur Elektrizität als Betriebskraft. Das noch kurz vor dem Kriegsausbruch eröffnete große Joint-Dock in Hull ist wohl das erste englische Beispiel einer vollständigen Elektrifizierung. Die Dampfkraft ist hier gänzlich verdrängt und auch die in England früher besonders beliebte Druckwasserkraft auf diejenigen Fälle beschränkt, in denen man sie ihrer Einfachheit halber nicht wohl entbehren kann. Liverpool trägt sich mit dem Plane einer vollständigen Elektrifizierung seiner sämtlichen Betriebseinrichtungen und hat diese in einzelnen Teilen seines ausgedehnten Hafengebietes auch schon verwirklicht. In konstruktiver Beziehung ist die weitgehende Anwendung des Eisenbetons bei Speichern, Schuppen und Ladebrücken hervorzuheben. Seine Anwendung zur Herstellung von Schleusentoren in den Tilbury-Docks ist neuartig.

Über den fortschreitenden Ausbau der englischen Häfen geben die Jahresübersichten, welche die Zeitschrift „The Engineer" regelmäßig im Januar zu veröffentlichen pflegte, eine gute Übersicht. Diese Mitteilungen sind während des Krieges aber immer spärlicher und Ende 1918 eingestellt worden. Erst im Januar des laufenden Jahres wurden sie wieder aufgenommen. Pläne über Hafenanlagen haben aber weder „The Engineer" noch die Zeitschrift „Engineering" während des Krieges gebracht. Auf die technische Durchführung im einzelnen eingehende Aufsätze, wie wir sie in unseren größeren deutschen Fachzeitschriften finden, bringen die Wochenschriften des Auslandes ja überhaupt selten. Hierfür waren bisher die Hauptquelle die Veröffentlichungen der Ingenieur-Gesellschaften, in denen die Urheber größerer Ingenieurbauten ihr Werk zu besprechen pflegten. Durch die sich anschließende Kritik und Ergänzung durch andere Fachmänner haben diese Veröffentlichungen, denen wir unsererseits in Deutschland nichts an die Seite zu stellen haben, ganz besonderen Wert. Diese Quellen werden uns aber wohl noch auf längere Zeit verschlossen bleiben. Wir müssen uns daher auf einige allgemeinere Angaben beschränken, wobei ein Zurückgreifen auf den ursprünglichen Plan hier und da zum besseren Verständnis beitragen wird.

(Fortsetzung folgt.)

Schriftleitung: Reg.-Baumeister Fr. Eiselen, Berlin-Lichterfelde, Karlstr. 99. — Verlag von Julius Springer in Berlin W. — Druck von H. S. Hermann & Co. in Berlin SW.

MITTEILUNGEN
der
DEUTSCHEN GESELLSCHAFT FÜR BAUINGENIEURWESEN
Schriftleitung: Regierungs-Baumeister Fr. Eiselen. Berlin-Lichterfelde, Karlstraße 99. Telephon: L. 1040.

2. Jahrgang | 28. Februar 1921 | Nr. 4

VERKEHRSFRAGEN BEI STADTERWEITERUNGEN.

Von Professor Richard Petersen, Danzig.

Nach dem in der I. Hauptversammlung der „Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen" in Berlin am 21. September 1920 gehaltenen Vortrag. (Fortsetzung von Seite 12).

I. Zürich.

Im Jahre 1915 schrieb die Stadt Zürich einen internationalen Ideenwettbewerb für einen Bebauungsplan der Stadt und ihrer Vororte aus. Von der städtischen Bauverwaltung war das Programm in vorbildlicher Weise vorbereitet und durch ausgezeichnete Pläne und statistische Unterlagen unterstützt. Im Frühjahr 1918 trat das Preisgericht zusammen, dem aus Deutschland die Herren Brix, Jansen, Rehorst und Petersen angehörten. Über die Preisverteilung gibt die untenstehende Zusammenstellung Auskunft.

Ein schöner Schlußbericht mit vielen Abbildungen aus den preisgekrönten Entwürfen ist von der städtischen Bauverwaltung Zürich veröffentlicht und in der „Schweizerischen Bauzeitung" 1920 teilweise abgedruckt worden.

Der ganze Wettbewerb stand auf einer bemerkenswerten Höhe. Es ist sehr zu bedauern, daß unsere besten deutschen Fachgenossen durch den Krieg verhindert waren, daran teilzunehmen.

Das Ergebnis dieses Wettbewerbs ist besonders beachtenswert hinsichtlich der Verkehrsfragen.

Zunächst war eine Schiffahrtsverbindung mit dem Rhein gefordert.

Zürich liegt am Nordwestende des Zürichsees, der etwa 40 km lang, 2 bis 4 km breit ist und 400 m über dem Meeresspiegel liegt (vgl. Abb. 1, S. 14). Der Ausfluß des Sees, die Limmat, geht in einem weiten Tale nach Nordwesten in die Aare und in den Rhein. Der See und das anschließende Talbecken sind eingefaßt von Bergen mit einer Meereshöhe von 700 bis 800 m Höhe. In die Limmat mündet noch innerhalb der Stadt ein Wildwasser, die Sihl, die auf einer längeren Strecke dem Südufer des Zürichsees parallel verläuft, getrennt durch einen Höhenrücken, der aus der Ebene nach Südosten immer höher ansteigt. Den natürlichen Weg für eine Schiffsverbindung mit dem Rhein bietet die Limmat. In Betracht kam ferner eine Schiffsverbindung aus dem Rhein durch einen kleinen Nebenfluß, die Glatt, die in der Nähe von Örlikon nördlich des Höhenrandes entlang fließt. (Vgl. Abb. 2, S. 14) Endlich wäre denkbar eine Wasserverbindung über den Bodensee rheinaufwärts über den Walensee nach dem Zürichsee.

Abb. 4. Stadtplan von Zürich.

Der natürliche Schiffsweg durch die Limmat läßt sich aber nicht durch die Stadt in den Zürichsee führen wegen der Höhenlage der Ufermauern und der vielen kreuzenden Brücken. Es wäre der Einbau einer Schleuse am Ausfluß der Limmat aus dem See erforderlich geworden und eine Senkung der Limmat unterhalb dieser Schleuse, um mit den Schiffen unter den Brükken durchkommen zu können. Das hätte die Neugründung und Verstärkung nahezu sämtlicher Ufermauern und Brückenpfeiler zur Folge gehabt, hätte also ganz außerordentlich hohe Kosten erfordert.

Als zweckmäßigste Lösung ergab sich nach Abb. 2 die Herstellung eines Schiffahrtskanals, der bei Altstetten aus der Limmat abzweigt und im Südwesten um die Stadt herumgeführt wird. (Die eingezeichneten Hafenbecken bei Schlieren und bei Örlikon sind noch nicht vorhanden.) Dabei entstand eine Schwierigkeit bei der Kreuzung des Schiffahrtskanals mit der Sihl. Die einfachste Lösung wurde darin gesehen, daß die Sihl vor der Kanalkreuzung in den See abgeleitet wird, und daß der Lauf der Sihl unterhalb des Schiff-

Preisverteilung im Wettbewerb Bebauungsplan Zürich.

II. Preis: 20 000 fr. Herter, Architekt, Zürich.
II. Preis: 20 000 fr. Hippenmeier und Bodmer, Ingenieure, Zürich.
III. Preis: 14 000 fr. Rittmeyer und Furrer, Architekten, Winterthur und Zöllig, Architekt, Flavil.
IV. Preis: 11 000 fr. Frölich, Architekt, Zürich, Dr.-Ing. Bertschinger, Zürich.
IV. Preis: 11 000 fr. Zollikofer, Ingenieur, Thalwil und Kündig und Oetiker, Architekten, Zürich.
V. Preis: 9 000 fr. O. und E. Brühlmann, Ingenieure, Zürich.
Ein I. Preis wurde nicht verteilt.

fahrtskanals trocken gelegt wird. Da der See ein vorzügliches Staubecken darstellt, ließe sich auf diese Weise eine Menge Wasserkraft gewinnen. Dagegen wurden mit Rücksicht auf die Wasserversorgung Zürichs Bedenken geäußert. Das Trinkwasser Zürichs wird aus dem Zürichsee genommen. Die Sihl führt bei ihren Hochwässern beträchtliche Mengen Geschiebe und Schlamm, die das Trinkwasser vielleicht verschlechtern könnten. Deswegen ging ein zweiter Vorschlag dahin, die Sihl

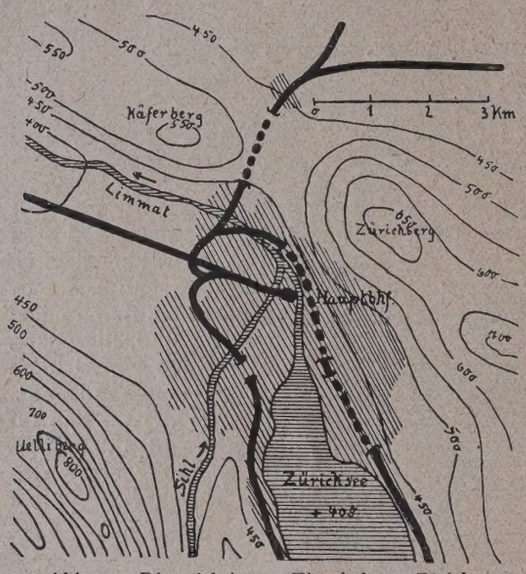


Abb. 1. Die wichtigsten Eisenbahnen Zürichs.

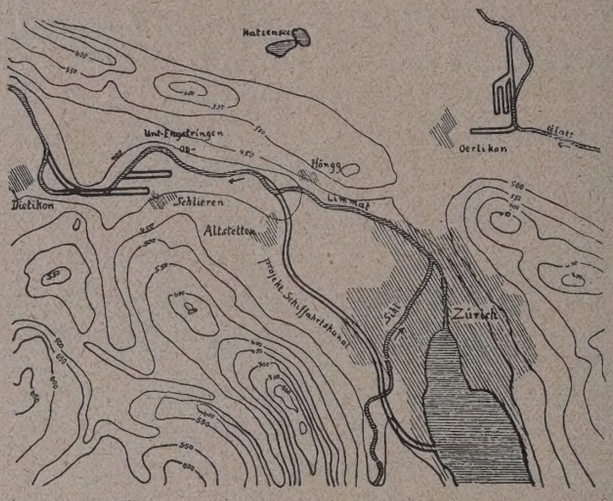


Abb. 2. Übersicht der geplanten Wasserstraßen bei Zürich.

in einem neuen Bett neben dem Schiffahrtskanal unterhalb der Stadt abzuleiten.

Jedenfalls ergab sich aus diesen Vorschlägen, daß aus Schiffahrtsgründen eine Trockenlegung des unteren Laufes der Sihl zweckmäßig werden würde. Dieses Ergebnis ist wichtig für die späteren Eisenbahnfragen.

Die Frage einer Schiffsverbindung Zürichs mit dem Rhein war früher als Utopie betrachtet worden, mit Recht, solange man lediglich an die Baukosten einer solchen Wasserstraße und an den erzielten Gewinn an Frachtkosten dachte. Die Frage hat aber ein wesentlich anderes Gesicht bekommen, seitdem die Schweiz mit Beginn des Krieges in eine große Kohlennot geraten ist, die noch für längere Zeit andauern wird. Andererseits besitzt die Schweiz einen bisher noch ungehobenen großen Schatz an ihren Wasserkräften. Sie ist daher in den letzten Jahren in großem Maßstabe an den Ausbau der Wasserkräfte gegangen, um zunächst ihr Eisenbahnnetz für elektrischen Betrieb umzuwandeln, und um die Industrie von der Kohle unabhängig zu machen. Neben der elektrischen Beleuchtung spielt an vielen Orten auch schon die elektrische Heizung der Wohnungen eine gewisse Rolle. Damit ist die Sachlage also völlig verändert. Denn bei dem Ausbau der Kraftwerke entstehen Schiffahrtsstraßen fast von selbst, als Nebenprodukte der Kraftwerkanlagen. Richtiger wäre zu sagen, daß die Mehraufwendungen, die dazu nötig sind, um neben den Kraftwerken Schiffahrtswege herzustellen, nunmehr vielfach auf so geringe Beträge herabsinken, daß ihre Ausführung lohnend wird. In der Schweiz werden sehr weitgehende Pläne erörtert, beispielsweise hat man bereits auch an eine Schiffahrtsverbindung zwischen Rhein und Rhone gedacht.

Abb. 1 u. 3 zeigen die wichtigsten Eisenbahnverbindungen Zürichs. Im Herzen der Stadt dicht an der Mündung der Sihl in die Limmat liegt der Hauptbahnhof, ein Bahnhof in Kopfform. Von hier führt nach Nordwesten durch das Limmattal über Altstetten die Linie nach Basel (London Berlin), von der bei Olten die Linie nach Genf (Paris) abzweigt. Eine zweite aus dem Hauptbahnhof kommende Linie, die im Tunnel den nördlichen Höhenrücken durchbricht, führt nach Örlikon und gabelt sich dann in die Richtungen Schaffhausen (Stuttgart, Berlin), Winterthur—Romannshorn (Lindau—München) und Winterthur—St. Gallen. Eine dritte Linie führt zuerst nach Westen ausholend, dann am Südufer des Sees entlang und gabelt sich hinter Thalwil. Ein Zweig führt zur Gotthardbahn, ein anderer Zweig geht weiter am Zürichsee und Walensee entlang ins Rheintal und gabelt sich hier in die Richtungen Engadin

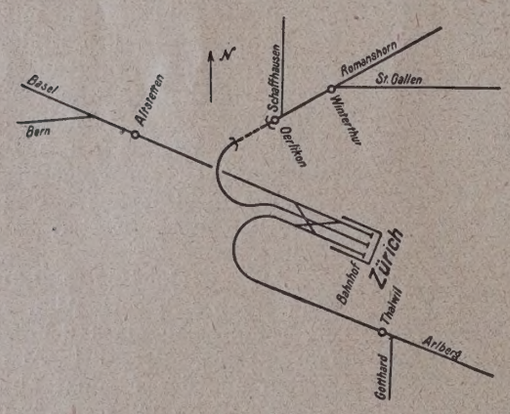


Abb. 3. Hauptbahnhof Zürich.

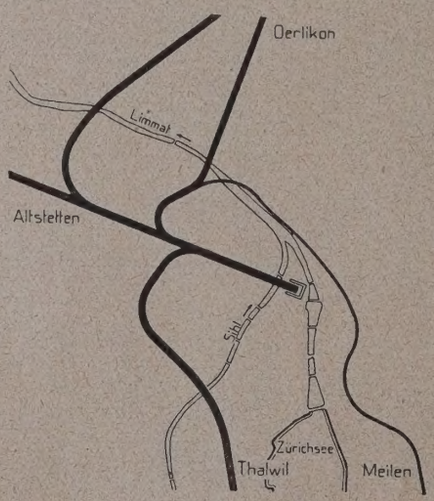


Abb. 5. Kopfbahnhof, Entwurf der S. B. B. 1918.

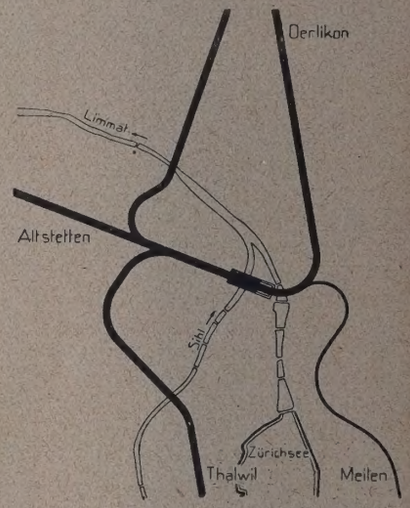


Abb. 6. Durchgangsbahnhof, Entwurf Cauer, Gleim, Moser 1918.

und Arlberg. Diese drei Linien sind die Hauptlinien des Züricher Eisenbahnverkehrs. Eine vierte Linie, die an dem nördlichen Seeufer entlang nach Meilen führt, dient nur lokalen Bedürfnissen, könnte gegebenenfalls später durch Umbauten für die Verbindung nach dem Engadin und Arlberg in Betracht kommen. Jedenfalls tritt die Bedeutung dieser Linie für den großen durchgehenden Eisenbahnverkehr zurück. Ferner endigen in einem Bahnhof im Südwesten der Stadt an der Sihl die Sihltalbahn und die Ütlibergbahn, die beide für den großen durchgehenden Verkehr nicht in Betracht kommen und deshalb in Abb. 1 nicht dargestellt sind.

Die Stadt Zürich umschließt das Nordende des Sees, dehnt sich im anschließenden Talbecken aus, steigt am nördlichen Berghang ziemlich hoch hinauf und zieht sich an beiden Seeufern entlang. Vom Hauptbahnhof führt (vgl. Abb. 4, S. 13) parallel der Limmat auf ihrer Westseite die Bahnhofstraße bis an den See. Sie ist die Hauptgeschäftsstraße der Stadt. In Abb. 4 ist sie kenntlich an der doppelten Baumreihe und dem Straßenbahngleis. Östlich davon, beiderseits der Limmat, liegt die Altstadt, architektonisch von großem Reiz, voll von Denkmälern einer tüchtigen Vergangenheit und alter Kultur. Ringsherum dehnt sich die neue Stadt in weiträumiger Bebauung, immer mehr sich im Grünen auflösend, in bestem Sinne eine deutsche Stadt. Zwar finden sich auch einige Stadtviertel, in denen die Mietskaserne vorherrscht, so namentlich im Stadtteil westlich des Bahnhofes und der Sihl. Aber diese unerfreulicheren Stadtteile sind an Ausdehnung verhältnismäßig klein, keinesfalls beeinträchtigen sie den Charakter der ganzen Stadtanlage, auf die man die Bezeichnung Gartenstadt mit Recht anwenden darf.

Die Entwicklung Zürichs als Stadtanlage bildet einen sehr erfreulichen Gegensatz zu der Entwicklung der meisten deutschen Großstädte, in denen vielfach die Mietskaserne so vorherrschend geworden ist, daß daneben die landhausmäßige Bebauung und das Kleinhaus ganz in den Hintergrund treten. Wenn man sich einer deutschen Stadt nähert, sei es mit der Eisenbahn, sei es auf der Landstraße, so kündet sich die Nähe der großen Stadt in den meisten Fällen dadurch an, daß auf den Feldern unvermittelt große Mietskasernen erscheinen. Ganz anders Zürich; hier wird die Bebauung von innen nach außen immer luftiger, in den Außenbezirken ist das mit einem Garten umschlossene Einzelhaus durchaus die Regel. Die Siedlung erstreckt sich schon weit an den beiden Seeufern entlang.

Abb. 7. Bebauungsplan zum Durchgangsbahnhof jenseits Langstraße.

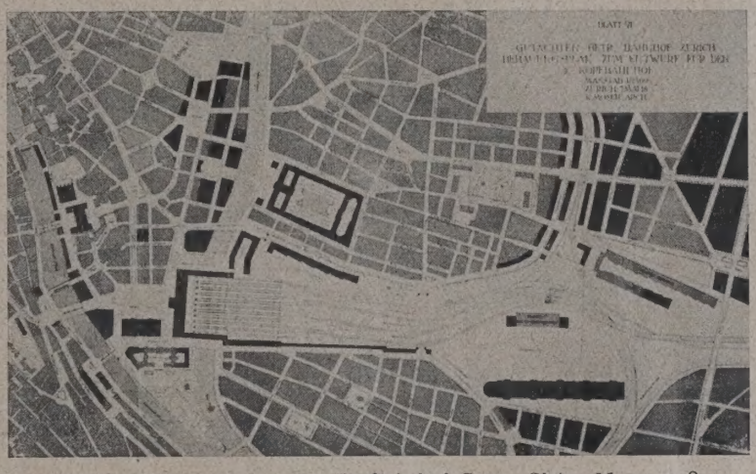


Abb. 8. Bebauungsplan zum Kopfbahnhof Cauer, Gleim, Moser 1918.

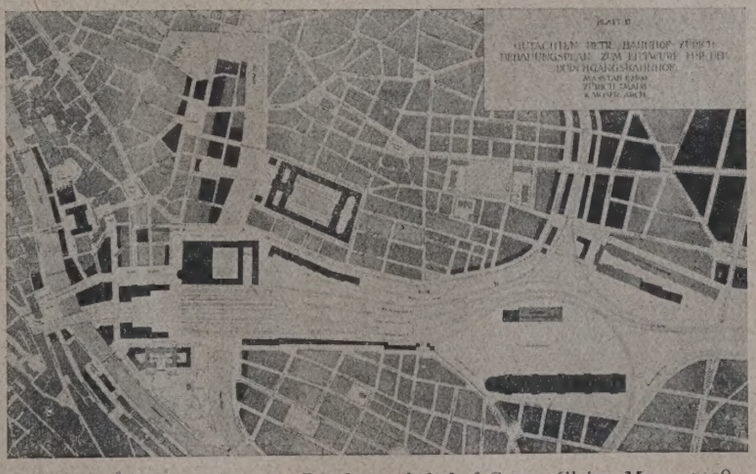


Abb. 9. Bebauungsplan zum Durchgangsbahnhof Cauer, Gleim, Moser 1918.
(Umgekehrt orientiert wie Abb. 4.)

Diesen gesunden Charakter der Stadt zu erhalten, war für die Stadtverwaltung der leitende Gesichtspunkt, als sie den Wettbewerb ausschrieb, um Richtlinien zu erhalten für eine möglichst gesunde Stadterweiterung. In dem Bestreben, auch den Arbeiter möglichst im Einfamilienhaus anzusiedeln, hat die Stadtverwaltung Zürich bereits mehrfach den Bau von Reihenhäusern in Aussicht genommen. Es ist sehr bemerkenswert für den Hochstand der Wohnungskultur in der Schweiz, daß der Schweizer das Reihenhaus ablehnt. Er will nicht in so enge Berührung mit dem Nachbar kommen, sondern zieht das freistehende Einfamilienhaus vor.

Der Wettbewerb brachte eine große Zahl guter Vorschläge für die Bebauungspläne der einzelnen Vororte, doch würde es zu weit führen, hierauf näher einzugehen. Wir wollen uns hier lediglich auf die Verkehrsfragen beschränken. Das Ergebnis des Wettbewerbs läßt sich hinsichtlich der Verkehrsfragen etwa im Folgenden zusammenfassen:

Eine Verdoppelung der Einwohnerzahl erfordert mehr als die Verdoppelung der bebauten Fläche, wenn man die Weiträumigkeit der Bebauung beibehalten will. Verdoppelung der bebauten Fläche bedeutet aber bei den gegebenen örtlichen Verhältnissen nach verschiedenen Richtungen Verdoppelung der Längenausdehnung. Hierfür reichen dann die Straßenbahnen nicht mehr aus. Voraussetzung für die Durchführung der weiträumigen Bebauung in den Außenbezirken sind Verkehrsmittel mit höherer Geschwindigkeit, als die Straßenbahn sie entwickeln kann. Die Vorschläge besonderer Hoch- und Untergrundbahnen wurden vom Preisgericht abgelehnt, da derartige Bahnen doch nur einen

kostspieligen Notbehelf darstellen, der in unseren Weltstädten nur aus der Mangelhaftigkeit der Stadtanlagen entstanden ist.

Viel zweckmäßiger erschienen die Vorschläge, auf den vorhandenen Eisenbahnlinien einen besonderen Vorortschnellverkehr einzurichten. Die Eisenbahnlinien sind für diesen Zweck im Vorortgelände vorzüglich geführt. Dagegen ist ihre Zusammenführung im Hauptbahnhofe (Abb. 1) mittels weitausholender Schleifen von den möglichen Formen die denkbar schlechteste. Das Preisgericht empfahl, für den Vorortverkehr Durchgangslinien zu schaffen in der Weise, daß die von Altstetten kommende Linie durch den Hauptbahnhof hindurch mit der rechtsufrigen Linie verbunden wird, und daß ferner die linksufrige Bahnlinie, gegebenenfalls unter Benutzung des trockengelegten Sihlbettes, unmittelbar mit der Linie nach Örlikon zusammengeschlossen wird.

Daneben empfahl das Preisgericht, den Versuch zu machen, auch den Eisenbahnfernverkehr zu einem Durchgangsbetrieb umzuwandeln. Im Wettbewerb waren zwei verschiedene Vorschläge für einen Durchgangsbahnhof gemacht, aber keiner dieser Vorschläge erschien dem Preisgericht empfehlenswert. Die meisten Wettbewerbsarbeiten hatten den Kopfbahnhof beibehalten und, soweit sie sich mit den Fernbahnlinien befaßten, Verbesserungen des Kopfbahnhofes angeregt. Daß die Frage des Durchgangsbahnhofes nur von wenigen Bewerbern behandelt worden war, hatte wohl einen Grund darin, daß dem Wettbewerbsprogramm eine Ausarbeitung der Schweizerischen Bundesbahnen beigelegen hatte, in der die Ansicht geäußert war, daß für die künftigen Bahnhofserweiterungen nur ein Kopfbahnhof in Betracht komme.

So hatten auch die Schweizerischen Bundesbahnen im Jahre 1916 der Stadt Zürich einen Entwurf für die Umgestaltung der Eisenbahnanlagen zur Stellungnahme überreicht. Die Stadt Zürich hatte zu dem Entwurf ein Gutachten der Herren Cauer-Berlin, Gleim-Hamburg und Moser-Zürich erbeten. Dieses Gutachten wurde zufälligerweise gleichzeitig mit den Arbeiten des Preisgerichts fertig, es entstand aber ohne Kenntnis der Arbeiten des Preisgerichtes, während andererseits das Preisgericht ohne Kenntnis der Arbeiten der Bahnhofsgutachter tagte.

Um so bemerkenswerter war für die Stadt die Übereinstimmung in den Schlußergebnissen beider Arbeiten. Die Bahnhofsgutachter kamen nämlich zu dem Ergebnis, daß der Entwurf der Schweizerischen Bundesbahnen eines Kopfbahnhofes nicht zu empfehlen sei, daß bei Beibehaltung der Kopfform eine andere Lösung zweckmäßiger sei, sie empfahlen aber, überhaupt die Kopfform aufzugeben und die vorhandene Anlage zu einem Durchgangsbahnhofe umzugestalten.

Abb. 3 zeigt die gegenwärtige Einführung der drei wichtigsten Linien in den Kopfbahnhof Zürich. Die vielfachen Überkreuzungen der Zugfahrten bei gegenwärtig 11 Bahnsteiggleisen erschweren und verlangsamen die Zugabfertigung in hohem Maße.

Abb. 5, S. 14, zeigt das Gerippe des Entwurfes der Schweizerischen Bundesbahnen vom Jahre 1916. Der grundlegende Gedanke war dabei de Herstellung einer neuen zweigleisigen Verbindung mit Örlikon durch einen Tunnel unter dem Käferberg und eine Vermehrung der Bahnsteige.

Gegenüber dem Entwurf der Bundesbahnen zeigt der Vorschlag Cauer, Gleim, Moser von 1918 eines Durchgangsbahnhofes (Abb. 6, S. 15) die grundlegende Änderung, daß die neue zweigleisige Verbindung mit Örlikon nicht durch den Käferbergtunnel von Westen, sondern durch einen Zürichbergtunnel von Osten in den Hauptbahnhof eingeführt ist. Dabei ist der ganze Bahnhof hochgelegt, während er jetzt in Straßenhöhe liegt.

Die Vorschläge der Bahnhofsgutachter und des Preisgerichtes führten dazu, daß Stadt und Kanton Zürich eine besondere Kommission zum Studium der Bahnhofsfragen einsetzten, und daß von verschiedenen Seiten neue Vorschläge und Anregungen gebracht wurden. Von ihnen können hier nur die wichtigsten vorgeführt werden.

(Fortsetzung folgt.)

AUS DER DEUTSCHEN FACHLITERATUR.

Zukünftige Aufgaben der deutschen Wasserwirtschaft.

Am 1. April d. Js. sollen bekanntlich die dem allgemeinen Verkehr dienenden Wasserstrassen an das Reich übergehen. Preußen wird daher von rund 10 200 km Wasserstraßen etwa 8000 km abzugeben haben. Die Restaufgaben fallen an das preuß. Landwirtschaftsministerium, die alte Wasserbau-Verwaltung hört zu bestehen auf. Das gab dem verdienstvollen bisherigen Minist. Dir. Dr.-Ing. Sympher Veranlassung, kürzlich im Hauptausschuß der preußischen Landesversammlung über „die preußischen Wasserstraßen in Vergangenheit und Zukunft" zu sprechen[1]). Die wichtigsten Zukunftsaufgaben sind nun zugleich Aufgaben des Reiches geworden.

Bezüglich der Aufgaben im Seebau liegt nach diesen Ausführungen unsere Zukunft noch ganz im Dunkeln. Sollen aber die von der Natur nicht begünstigten deutschen Häfen wettbewerbsfähig bleiben, so müssen die Zufahrten der Haupt-Nordseehäfen auf 10, später 12 m bei NW., die von Königsberg und Stettin in fernerer Zukunft ebenfalls auf 10, die der übrigen Ostseehäfen auf 6 m gebracht werden. Für die dortigen Fischereihäfen sind 3 m anzustreben.

Für den Ausbau der Binnenschiffahrtsstraßen haben sich in den letzten Jahren bereits gewisse Richtlinien herausgebildet, die namentlich auf eine Vereinheitlichung der Schiffsgrößen und damit der Kanalabmessungen usw. hinauslaufen. Für das preuß. Kanalnetz kann dabei nicht über 1000 t auch für die Hauptdurchgangslinien hinausgegangen werden mit Rücksicht auf die vorhandenen Anlagen, deren Umbau, wenn überhaupt möglich, mit außerordentlich hohen Kosten verbunden sein würden, während für die neuen süddeutschen Pläne 1200 t vorgesehen sind. Für die kleinen Nebenlinien mit geringem Verkehr empfiehlt sich das in Norddeutschland verbreitete Finow-Kanalmaß von 250 t.

Von den vielen Plänen für den Ausbau unserer Wasserstraßen, soweit sie überhaupt ernst zu nehmen sind, können nur die besonders wichtige Erzeuger- und Verbraucherzentren miteinander verbindenden, die einen Jahresverkehr von mehreren Millionen Tonnen erwarten lassen, in Betracht kommen. Der Mittellandkanal mit seinen Anschlüssen zur Saale und nach Leipzig, die Rhein-Main-Donau- und Rhein-Neckar-Donau-Kanalverbindungen sind bereits genehmigt. Letztere können neben einander bestehen und sich ergänzen zu einem leistungsfähigen Wasserstraßennetz für Süddeutschland. Im Rheingebiet ist der Ausbau von Straßburg zur Schweiz deutschem Einfluß entzogen. Mosel- und Saar-Kanalisierung bleiben aber wichtige wirtschaftliche Aufgaben, auch unter den veränderten politischen Verhältnissen. Der Nordsee-Kanal von Bramsche vom Ems-Weser-Kanal über Bremen nach Stade an der Elbe muß als kürzester Weg aus dem rheinisch-westfälischen Industriegebiet zu unseren Nordseehäfen gebaut werden, um diese wettbewerbsfähig zu erhalten, sobald Belgien den Rhein-Maas-Schelde-Kanal nach Antwerpen baut. Ein dringendes Erfordernis ist auch die weitere Verbesserung der Oder-Wasserstraße, der Ausbau des Oder-Spree-Kanales, während die geplanten Verbindungen nach Osten und Nordosten, die zum Teil durch jetzt polnisches Gebiet führen würden, einstweilen aussichtslos erscheinen. Falls die früher österreichischen Länder den Donau-Oder-Kanal bauen ev. mit Anschluß zur Elbe, so kommen weitere Anschlußlinien in Deutschland in Betracht. Ob für später auch der Ausbau der Lahn und Ruhr sowie der Bau des Weser-Main-Kanales ausführbar erscheinen, hängt namentlich auch von der Frage der dabei möglichen Wasserkraftgewinnung ab.

Die Gewinnung von Wasserkräften in Preußen und Deutschland wird überhaupt in Zukunft einen besonders wichtigen Teil der Wasserwirtschaft bilden. Die aus den hauptsächlich in Elektrizität umzusetzenden Wasserkräften in ganz Deutschland zu gewinnende Leistung wird auf reichlich 10 Milliarden Kilowattstunden jährlich angenommen. Damit sind etwa 15 Mill. t gute Kohlen der deutschen Wirtschaft für andere Zwecke dauernd zu ersparen.

[1]) Vergl. Zentralbl. d. Bauvltg., 1921, Nr. 2.

Schriftleitung: Reg.-Baumeister Fr Eiselen, Berlin-Lichterfelde, Karlstr. 99. — Verlag von Julius Springer in Berlin W. — Druck von H. S. Hermann & Co. in Berlin SW.

MITTEILUNGEN
der
DEUTSCHEN GESELLSCHAFT FÜR BAUINGENIEURWESEN
Schriftleitung: Regierungs-Baumeister Fr. Eiselen. Berlin-Lichterfelde, Karlstraße 99. Telephon: L. 1040.

2. Jahrgang | 15. März 1921 | Nr. 5

VERKEHRSFRAGEN BEI STADTERWEITERUNGEN.

Von Professor Richard Petersen, Danzig.

Nach dem in der I. Hauptversammlung der „Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen" in Berlin am 21. September 1920 gehaltenen Vortrag. (Fortsetzung.)

Untersucht, aber nicht empfohlen war von den Bahnhofsgutachtern ein Durchgangsbahnhof quer zur bisherigen Lage. Der zugehörige Bebauungsplan ist in Abb. 7, Nr. 4, S. 15 wiedergegeben. Der Nachteil dieser Anordnung ist die weite Entfernung des Empfangsgebäudes von der Stadtmitte, ferner daß die Bahnanlage einen Querriegel bildet, der die Stadt abschnürt und der Durchführung von Straßen Schwierigkeiten bietet. Von den anderen Projekten seien nur folgende genannt: Abb. 8, Nr. 4, S. 15 zeigt den Bebauungsplan zu dem Vorschlage von Cauer, Gleim, Moser 1918 zu einem verbesserten Kopfbahnhof, der zwar architektonisch und mit Rücksicht auf die Straßengestaltung im Stadtinnern große Vorzüge aufwies und eisenbahntechnisch dem Entwurf der Schweizer Bundesbahnen überlegen war. Jedoch wurde dieser Entwurf von den Verfassern selbst zu Gunsten des Entwurfes Abb. 6, zu dem der Bebauungsplan Abb. 9, Nr. 4, S. 15 gehört, zurückgestellt. Hierbei war das Empfangsgebäude an der alten Stelle hochgelegt, die Bahn wurde in Verlängerung der alten Bahnhofsanlage über die Limmat in den Berg geführt.

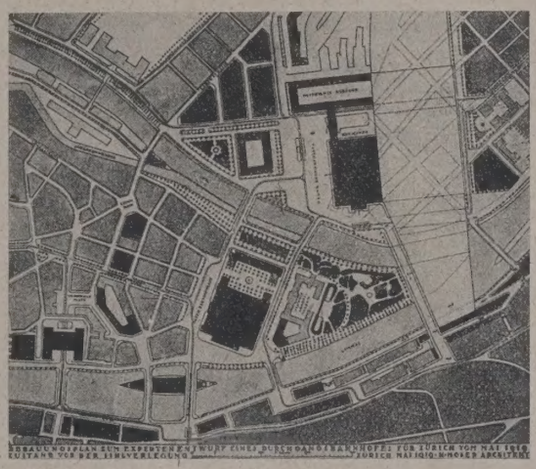


Abb. 14. Vorläufiger Bebauungsplan zu Abb. 13 S. 18.

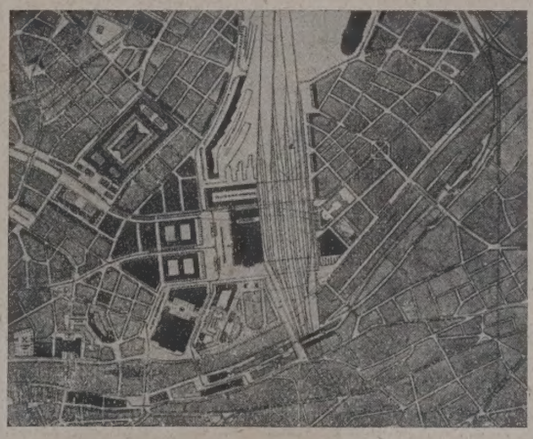


Abb. 15. Späterer Ausbau zu Abb. 14.

Abb. 10, S. 18, gibt dann den Vorschlag von Petersen 1918 wieder, bei dem die linksuferige Linie durch das trockengelegte Sihlbett eingeführt ist. Eisenbahntechnisch erlaubt diese Anordnung eine gute Lösung. Ihr Nachteil ist, daß das Empfangsgebäude weit nach Westen verschoben werden müßte, und daß der Richtungsbetrieb mehrfache Übergabelungen der einzelnen Gleise auf der Ostseite des Bahnhofs erfordert hätte, die gerade an dieser Stelle die Durchführung von Straßen auf eine größere Länge unmöglich gemacht hätten.

In Abb. 11 S. 18, ist ein Entwurf des städtischen Tiefbauamtes vom Jahre 1919 dargestellt. Durch die zweiseitige Einführung der Linie von Altstetten wird die Spitzkehre beseitigt, die bei dem Entwurf der Bahnhofsgutachter für die Richtung Basel—Gotthard verblieben war. Ferner sieht der Entwurf des städtischen Tiefbauamtes eine Verschiebung des Empfangsgebäudes auf die Nordseite des bisherigen Bahngeländes vor, wobei die Einführung der Bahn in den Zürichbergtunnel über der Stelle liegt, wo die Sihl in die Limmat mündet. Dadurch wird die Straßenführung erheblich verbessert. Endlich bringt Abb. 12, S. 18, in einem Vorschlag von Professor Gull-Zürich einen ganz neuen Gedanken. Statt der zweiseitigen Einführung einer doppelgleisigen Linie führt Gull die beiden Einfahrgleise der Linie Altstetten—Oerlikon von derselben Seite in den Bahnhof hinein. Dagegen erwies sich sein Vorschlag, das Empfangsgebäude in das Sihlbett zu legen, wegen mangelnden Raumes und namentlich wegen der Schwierigkeit der Straßendurchführung und wegen der Übergabelungen der Gleise nicht als zweckmäßig.

In der Kommission von Stadt und Kanton waren die Meinungen geteilt, deshalb wurden die drei Bahnhofsgutachter Cauer, Gleim, Moser, ferner als früheres Mitglied des Preisgerichtes Petersen im Jahre 1919 zu einem neuen Gutachten aufgefordert.

Das Ergebnis dieses Gutachtens ist der Vorschlag von Cauer, Gleim, Moser 1919 (Abb. 13, S. 18), um den sich insbesondere Cauer verdient gemacht hat. Auf der Grundlage des Entwurfes der Bahnhofsgutachter vom Jahre 1918 hat Cauer damit zusammengefaßt den Vorschlag von Gull der gemeinsamen Einführung zweier Einfahrgleise der gleichen Linie, und zwar hat er die Einfahrgleise der Linie Altstetten—Thalwil gewählt. Ferner hat er übernommen den Vorschlag des städtischen Tiefbauamtes einer Verschiebung der Anlage nach Norden außerhalb der bisherigen Bahnhofsanlagen.

Dadurch entstand ein Durchgangsbahnhof von großer Vollkommenheit. Es ergab sich dabei eine vorzügliche Ordnung der Bahnsteige, die wiederum die Gleisköpfe beträchtlich vereinfachte. Alle die für die Führung der Straßen unbequemen Übergabelungen der einzelnen Gleise an der Ostseite des Bahnhofes verschwinden aus dem Stadtbilde, da sie in die Tunnel unter dem Zürichberg verlegt werden.

Abb. 14 zeigt den zugehörigen Bebauungsplan von Professor Moser im vorläufigen Zustand vor der Trockenlegung der Sihl. Abb. 15 gibt dagegen den von Moser vorgeschlagenen Bebauungsplan im endgültigen Zustand nach Trockenlegung der Sihl wieder.

Auf die eisenbahntechnischen Fragen hier weiter einzu-

gehen, würde zu weit führen. Es sei verwiesen auf die unten angeführten Veröffentlichungen [1]).

Abb. 16 zeigt nun, in welcher Weise mit diesen Anlagen für den Fernverkehr die Einrichtungen für den Vorortverkehr verbunden werden können.

Für den Vorortverkehr erhält die Bahn von Altstetten durchgehende Verbindung nach der rechtsufrigen Bahn nach Meilen, während die Verbindung von Thalwil nach Oerlikon durch das trockengelegte Sihlbett quer unter dem Fernbahnhof durchgeführt wird. Auf dem gleichen Wege kann die Sihltalbahn und die Uetlibergbahn an den Hauptbahnhof herangebracht werden. Ferner sieht man aus dieser Darstellung, in

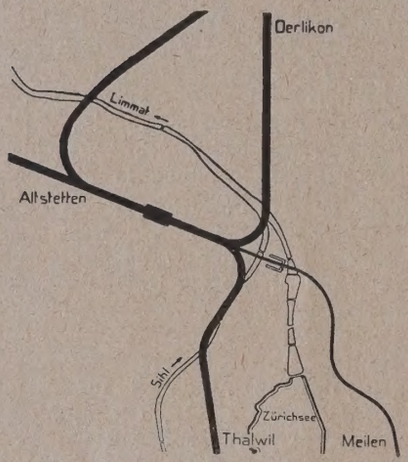


Abb. 10. Durchgangsbahnhof Petersen 1918.

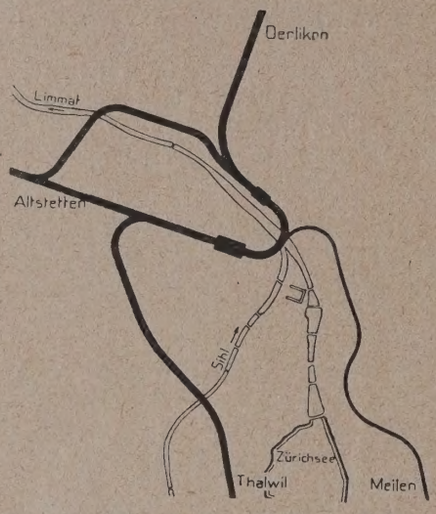


Abb. 11. Dgl. des städt. Tiefbauamtes 1919.

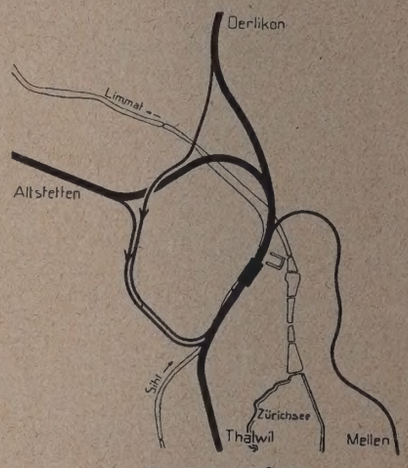


Abb. 12. Dgl. Gull 1919.

welcher Weise im Außengelände Verzweigungen der einzelnen Vorortlinien möglich sind. Die Abtrennung des Vorortverkehrs vom Fernverkehr nimmt ihren Ausgang vom Hauptbahnhof. Zunächst wird der Vorortverkehr noch längere Zeit in der Hauptsache auf den Ferngleisen abgewickelt werden können. Später werden besondere Gleise dafür nötig werden. Jedenfalls ergibt sich aus dieser Darstellung, daß es möglich ist, auch weitgehenden Anforderungen einer späteren Zukunft in guter Weise zu entsprechen, ohne daß bereits heute Bauanlagen geschaffen werden, die erst in späterer Zukunft nutzbar sein würden. Es ist nichts weiter nötig, als zur Zeit ein Bauverbot auf die Geländestreifen zu legen, die später für den Ausbau des Eisenbahnnetzes benötigt werden.

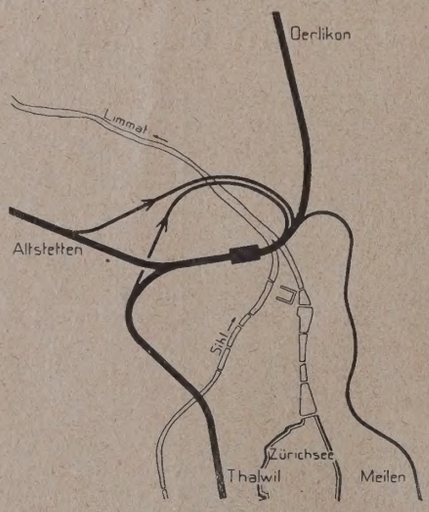


Abb. 13. Durchgangsbahnhof Cauer, Gleim, Moser 1919.

Stadt und Kanton Zürich stimmten den Vorschlägen zu und forderten die Schweizerischen Bundesbahnen auf, einen neuen Entwurf für die Umgestaltung der Eisenbahnanlagen und den Ausbau des Hauptbahnhofes auf Grund der Vorschläge von Cauer, Gleim, Moser vom Jahre 1919 aufzustellen.

Eine Stellungnahme der Schweizerischen Bundesbahnen hierzu ist noch nicht erfolgt, weil auch die Schweizerischen Bundesbahnen durch den Krieg und seine Nachwirkungen große Verluste erlitten haben und ihre ganze Kraft zunächst einsetzen für die Umgestaltung der Bahnen für elektrischen Betrieb. Deshalb haben sie alle nicht unmittelbar dringlichen Aufgaben zurückgestellt.

Im Anschluß an die Lösung der Fragen des Eisenbahnverkehrs ergibt sich sodann die Frage, inwieweit das Straßenbahnnetz für die Aufschließung des Vorortgeländes verbessert werden kann. Hierzu ist zunächst zu bemerken, daß die Anlagen des städtischen Straßenbahnnetzes, was Linienführung und technische Ausgestaltung anlangt, mustergültig sind.

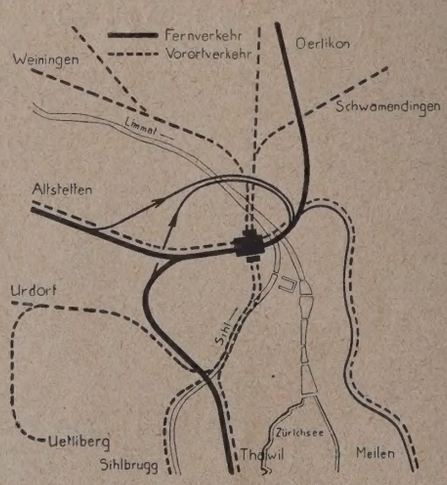


Abb. 16. Möglicher Ausbau der Vorortbahnen Zürichs.

Unter den Wettbewerbsvorschlägen war bewerkenswert auch der Vorschlag von Jegher, die Straßenbahn im Vorortgebiet von der Straße herunter zu nehmen und auf eigenem Bahnkörper durch das Gelände zu führen. Der Vorschlag bezog sich auf das Gelände von Kilchberg am südlichen Seeufer, dessen Entfernung von der Stadt noch nicht zu groß ist, um die Straßenbahn vom Wettbewerb mit der Vorortbahn auszuschließen. Gerade bei der Geländegestaltung in der Umgebung von Zürich erscheint der Vorschlag sehr beachtenswert. Nimmt man die Straßenbahn von der Straße herunter, so kann man die Geschwindigkeit beträchtlich steigern. Damit wird der Bereich größer, über den man die Bebauung ausdehnen kann.

Der Jeghersche Vorschlag hat für Zürich ähnliche Bedeutung wie die Vorschläge von Giese betr. Schnellstraßenbahnen für die Berliner Vororte.

Die Art und Weise, wie diese großen Verkehrsfragen als

[1]) Gutachten über das Projekt der Schweizerischen Bundesbahnen zur Erweiterung des Hauptbahnhofes Zürich, 1918, von Cauer, Gleim, Moser.
Vernehmlassung von Cauer, Gleim, Moser, Petersen zu den neuesten Umbauprojekten für den Hauptbahnhof Zürich, Mai 1919,
beide erhältlich durch das städtische Tiefbauamt Zürich.
Cauer: Neuzeitliche Grundsätze für größere Bahnhofsanlagen, erläutert an der Züricher Bahnhofsfrage. Verkehrstechnische Woche 1920 Nr. 27 bis 30. Ferner verschiedene Aufsätze in der Schweizerischen Bauzeitung 1916 bis 1920.

Grundlage der künftigen Stadterweiterung in Zürich von Stadt und Kanton angefaßt und behandelt worden sind, ist mustergültig und für manche deutsche Stadt nachahmenswert.

Bemerkenswert ist jedenfalls, daß in Zürich vor 1918 in den maßgebenden Kreisen die Auffassung bestand, für die Erweiterung des Hauptbahnhofes komme nur die Form des Kopfbahnhofes in Betracht. Trotzdem ist es gelungen, einen Durchgangsbahnhof von großer Vollkommenheit für den Fernverkehr zu entwerfen, bei dem auch die Straßenführung im Herzen der Stadt eine wesentliche Verbesserung erfährt. Alles dies ist möglich, ohne daß zunächst mehr aufgewendet werden muß, als die gegenwärtigen Bedürfnisse erfordern. Aber es liegt nunmehr ein Plan vor, der einem späteren Ausbau der Eisenbahnanlagen für Fernverkehr und Vorortverkehr in großer Vollkommenheit und großer Leistungsfähigkeit genügen wird. Damit hat die Stadt für die nächsten Jahrzehnte eine sichere Grundlage gewonnen für die Aufstellung der Bebauungspläne in den einzelnen Vororten. Ein ganz besonderes Verdienst um den Wettbewerb, um die Behandlung der Bahnhofsfragen und somit um das Zustandekommen dieser einfachen Lösung einer vorher sehr schwierig aussehenden Aufgabe ist dem Vorstande der städtischen Bauverwaltung Herrn Dr. Klöti zuzuerkennen.

Aus diesen Überlegungen über die Züricher Verkehrsfragen erweist sich als besonders wichtig die rechtzeitige Sicherung der für künftige Bahnanlagen benötigten Geländestreifen gegen vorzeitige Bebauung. Die rechtlichen Grundlagen hierfür zu schaffen, ist eine dringende Aufgabe für alle wachsenden Großstädte. Das ergibt sich auch aus den folgenden Erörterungen über Danzig. —

(Schluß folgt.)

AUS DER FACHLITERATUR DES AUSLANDES.

I. VOM AUSBAU DER ENGLISCHEN SEEHÄFEN.

(Fortsetzung aus Nr. 3.)

Bezüglich der vergleichsweisen wirtschaftlichen Bedeutung der 6 englischen Haupthäfen gibt die nachstehende Zusammenstellung über den Wert der Ein- und Ausfuhr im Jahr 1914 Auskunft. Sie betrug für:

London	383,75	Millionen £
Liverpool	373,85	„ „
Hull	80,50	„ „
Manchester	56,95	„ „
Southampton	52,00	„ „
Glasgow	50,75	„ „

Der Gesamtwert der Ein- und Ausfuhr, ausschließlich der Küstenschiffahrt, in allen Seehäfen des Vereinigten Königreiches wird für 1912 mit 1,344 Milliarden £ angegeben (rd. 27 Milliarden M. Vorkriegswert).

London, das in seinen Hafenanlagen ein Sechstel des gesamten ausländischen Verkehrs bewältigte, stellte dafür rd. 80 km Kailänge zur Verfügung. Es stand nach der obigen Zusammenstellung noch immer obenan, war aber von Liverpool fast erreicht. Seine Entwicklung hat auch mit der Verkehrszunahme nicht gleichen Schritt gehalten. Der Schiffsverkehr in Nettotonnage ist von rd. 5,5 Millionen im Jahre 1860 auf rd. 17,5 Millionen im Jahr 1910 gewachsen. Neu geschaffen sind in diesem Zeitraum aber nur die Millwall, South-West-India, Albert-, Tilbury-Docks (1886) und zuletzt (1904) das New Greenland-Dock als Teil der Surrey-Commercial-Docks, der einzigen auf dem rechten Themse-Ufer. Die Kaianlagen waren fast vollständig ausgenutzt.

Vor allem aber haben die Abmessungen der Einfahrten und die Tiefen nicht mit dem Wachsen der Schiffsgrößen Schritt gehalten. Die Längen der Einfahrtsschleusen schwanken zwischen 45 und 213 m (letzteres Maß nur in den Tilbury-Docks), die Breiten zwischen rd. 11 und 24,4 m (letzteres Maß nur in den Millwall-, Albert-, Tilbury- und Greenland-Docks), die Tiefen zwischen 5,67 und 13,41 m (nur in den Tilbury-Docks, während das Albert-Dock 10,97 m besitzt). Die Schiffsgröße ist aber im Zeitraum von 1860 bis 1910 im Durchschnitt der 20 größten Seeschiffe von 2400 auf 24 500 Tonnengehalt gestiegen, die durchschnittliche Länge von 106,5 auf 213,5, die Breite von 13,25 auf 23,32, der Tiefgang von 7,26 auf 10,81 m gewachsen. Die älteren Dockanlagen reichen daher nur für Küstenschiffahrt und den Verkehr mit dem Kontinent für Schiffe bis 106,5 m Länge aus, während für den Verkehr mit den Kolonien, Ost- und West-Indien, Südamerika usw., der von Schiffen bis 152 m Länge vermittelt wurde, und für die Schiffe noch größerer Abmessungen im Verkehr mit Amerika, Australien, Südafrika, Ost-Indien nur noch die 4 modernsten, d. h. die South-West-India-, Albert-, Tilbury- und Greenland-Docks überhaupt in Frage kommen. Eine großzügige Erweiterung der Londoner Hafenanlagen war daher erforderlich, um diesem Hafen seine Rangstellung als ersten Hafen im Welthandel zu erhalten. Die Zersplitterung der Verwaltung des Hafens, die von einer Reihe sich teilweise bekämpfender Einzelgesellschaften betrieben wurde, stand dem lange entgegen.

Ein solcher Plan ist dann von dem Chefingenieur E. Palmer, der seit 1909 eingesetzten einheitlichen Verwaltungsbehörde des Londoner Hafens (Port of London Authority) aufgestellt und schon 1911 veröffentlicht worden.[1]) Das ganze Programm, das, wenn auch erst in späterer Zukunft Schiffen bis 381 m Länge die Einfahrtmöglichkeit wenigstens zu einem Teil des Londoner Hafens erschließen will, war mit 14,5 Millionen £ Ausführungssumme veranschlagt, die jedoch in verschiedenen Abschnitten verbaut werden sollten. Für den ersten dringlichsten Bauabschnitt, der schon 1911 zur Ausführung genehmigt worden ist, waren rd. 4 Millionen £ gefordert. Für sämtliche Docks ist nach diesem Plan eine Vermehrung des Lagerraums und ein Ausbau der Betriebseinrichtungen vorgesehen, ferner mit Ausnahme der St. Catherine- und Surrey-Commercial-Docks die Schaffung größerer neuerer Einfahrts- und Verbindungskanäle, teilweise auch eine Vermehrung der Tiefen und die Anlage einer ganzen Reihe neuer großer Trockendocks.

Neue Dockanlagen erheblicher Abmessungen sind ferner in Verbindung mit dem Albert-Dock und den Tilbury-Docks vorgesehen, für welch letztere außerdem für tiefgehende Schiffe Verladebrücken für den Güterverkehr und eine große Landebrücke für den Passagierverkehr am offenen Strom in Aussicht genommen wurden. Vor allem und zuerst aber ist die Schaffung einer tiefen und breiten Fahrrinne im Anschluß an die bereits früher bis zu den Tilbury-Docks aufwärts gebaggerte in Angriff genommen worden, um den Schiffen größerer Abmessungen zu den weiter stromauf gelegenen Docks überhaupt erst den Zugang zu ermöglichen. Von den neuen Dockanlagen ist zuerst die Erweiterung des Albert-Docks begonnen worden, das nach dem Programm zum Mittelpunkt des Londoner Hafens gemacht werden soll. Bezüglich der Einzelheiten des Planes muß im übrigen auf die genannte Quelle verwiesen werden. Die neue Fahrrinne, in der die Baggerarbeiten schon 1911 in Angriff genommen worden sind, erstreckt sich von Gravesend bis zur London-Brücke in von 305—137 m abnehmender Breite und von 9,15—4,27 m bei N. W. Springtide abnehmender Tiefe. Die größte Tiefe ist bis zur Einfahrt in die Albert-Docks durchgeführt, d. h. bis auf 65 km von der Mündung, die größte Breite bis oberhalb der Sandbank bei Crayfordness, von da bis zu den Albert-Docks noch mit 183 m. Die Baggerarbeiten sind mit 6 Eimerbaggern von je 584 cbm/h Leistung und einem kräftigen Saugbagger in Angriff genommen worden. Dazu gehört eine Flottille von 10 Dampfschuten zum Transport des Baggergutes in See. Im Jahre 1913 konnte bereits ein Dampfer der Cunardlinie von 13 400 t bis auf 3,5 km an die London-Brücke herankommen. Während des Krieges haben die Arbeiten infolge teilweiser Beschlagnahme des Baggergerätes für militärische Zwecke nicht entsprechend gefördert werden können.

Das Albert-Dock bildet mit dem schon 1855 in Betrieb genommenen Victoria-Dock die Sehne eines flachen Themsebogens an der Grenze der dichten Bebauung. Es ist daher von zwei Seiten zugänglich und neben ihm noch reichlich Gebiet zu bedeutender Erweiterung vorhanden. Neben einem völligen späteren Umbau des Victoria-Docks und einer Vertiefung des alten Albert-Docks durch Erhöhung des Wasserspiegels um etwa 90 cm durch kräftige Pumpanlagen und Schaffung einer neuen Einfahrt zum Vorhafen von 213 m Länge, 24,4 m Breite und 13,71 m Tiefe bei H. W. sieht das Programm die Schaffung je eines neuen Docks nördlich und südlich mit eigener Einfahrt vor. Nur das kleinere südliche, das mit 26,3 ha Wasserfläche bei 11,6 m Tiefe und 2,8 km Kailänge fast dieselbe Umschlagsgelegenheit bietet wie das alte Albert-Dock, aber eine noch größere Einfahrtschleuse von 244 . 30,5 bei 14,63 m Tiefe bei H. W. erhalten soll, war in den ersten Bauabschnitt mit aufgenommen und ist auch sofort begonnen worden. In Verbindung mit diesem ist auch ein Trocken-Dock von 228,5 m Länge erstellt worden. Vor dem Kriege war bereits ein Vertrag mit einer deutschen Firma für die Lieferung der Schleusentore, Brücken und maschinellen Einrich-

[1]) Vgl. „The Engineer" 1911 S. 110 ff. „Proposed improvements of the Port of London".

tungen abgeschlossen worden, der durch den Krieg aber annulliert worden ist. Die Arbeiten sind dann einer englischen Firma übertragen worden, deren Angebot wesentlich höher war als das deutsche. Der Krieg hat die Arbeiten aber stark verzögert. Zuletzt war angenommen, daß im Jahre 1920 Wasser in das fertige Dock eingelassen werden solle, nach den neuesten Berichten ist es aber dazu noch nicht gekommen. Dagegen sind ausgedehnte Schuppen, Speicher und Kühlhäuser fertig geworden und in Betrieb genommen. Im Jahre 1916 wird angegeben, daß in sämtlichen im Hafen von London vorhandenen Kühlhäusern 1,25 Millionen Stück Vieh aufbewahrt werden könnten.

Für die Tilbury-Docks ist für eine spätere Bauperiode die Vergrößerung des vorhandenen Docks durch Verlängerung des Hauptdocks und rechtwinklige Abzweigung von diesem zwischen altem Dock und Themse) vorgesehen, wodurch dessen nutzbare Wasserfläche fast vervierfacht wird. Das neue Dock soll die bedeutende Breite von 228 m erhalten, da die nur 60—90 m breiten alten Zweigdocks sich für den Verkehr als viel zu eng erwiesen haben. Zu dem neuen Dock soll ferner eine Einfahrt von der Themse her geschaffen werden, die für Schiffe bis 381 m Länge benutzbar sein soll. Die Docktiefe ist auf 14,5 m bemessen. Diese Arbeiten und die schon erwähnte schwimmende Landebrücke für überseeischen Passagierverkehr mit neuen Eisenbahnanschlüssen, die zusammen auf 5 Millionen £ veranschlagt waren, sind aber zurückgestellt. Außer Verbesserungen im vorhandenen Dock ist dagegen der Bau eines großen zweigeschossigen Verladesteges von 300 m Länge und 15 m Breite im offenen Strom mit 9,15 m Tiefe längs desselben bei N. W. mit allen modernen Einrichtungen für Be- und Entladung und Anschluß an die Midland-Eisenbahn im wesentlichen durchgeführt. Es soll großen Schiffen Gelegenheit zum Löschen und Laden geben, ohne daß diese in die Docks selbst einzulaufen brauchen.

Bei den Arbeiten für den Hafen von Liverpool spielen die Baggerarbeiten zur Erhaltung und Vergrößerung der Tiefe in den beiden, die Verbindung mit der offenen See herstellenden Fahrwasserrinnen — Crosby und Queens-Channel — eine wichtige Rolle. Vor der letzteren Fahrrinne findet bekanntlich eine Barrenbildung statt, die früher die Wassertiefe bei N. W. Springtide bis auf 3 m verringerte. Seit 1890 sind hier Baggerarbeiten im Gange und Ende 1913 war eine Mindesttiefe von 10 m in 183 m Breite über der Barre erreicht, so daß selbst die größten Schiffe jetzt bei Niedrigwasser einfahren können. An der Verbreiterung dieser tiefen Rinne ist seitdem gearbeitet worden. Bis Ende 1915 waren in beiden Fahrrinnen und über der Barre gegen 235 Millionen t gebaggert (abgesehen von den Baggerungen in den Docks und längs der Kaimauern im Fluß). Die Hafenverwaltung hat sich für diese Arbeiten vor einem Jahrzehnt etwa mit anderem Baggergerät einen Pumpenbagger von 10 000 t/h Leistung beschafft, der 1913 von der gesamten Baggerleistung von 16,5 Mill. t allein 11 Mill. t bewältigt hat. An den Fahrrinnen sind in neuerer Zeit auch Befestigungsarbeiten in Angriff genommen worden, die noch im Gange sind.

Im Jahre 1906 ist die letzte größte Dockerweiterung genehmigt worden, deren Ausführung aber erst nach 1910 in Angriff genommen und dann durch den Krieg aufgehalten worden ist. Es handelt sich um neue Erweiterungen am Nordende der sich damals schon auf reichlich 10 km Länge längs des Stromes erstreckenden Docks. Hier ist das Gladstone-Dock erbaut worden, das einerseits als Hafenbecken für den Güterverkehr, anderseits auch als Trockendock dienen soll. Es hat 320 m Länge bei 36,3 m Breite und eine Einfahrtstiefe von 4,57 m bei N. W. und 14 m bei H. W. Springtide. Mit Rücksicht auf seinen doppelten Zweck ist das Dock durch ein Schiebetor verschlossen, das durch elektrisch angetriebene Drahtseile bewegt wird.

Das Dock enthält rd. 190 000 cbm Wasser. Bei 5,5 m Füllung wird es in 2½ Stunden durch 5 Zentrifugen von 1,06 m Durchmesser des Auswurfrohres entleert. Den Antrieb der Pumpen besorgt ein Dieselmotor von 1000 PS Leistung.

Zu der Gladstone-Dock-Gruppe gehört ferner ein Halbtidebecken mit 39,6 m breiter Einfahrt vom Mersey her, dessen Drempel 14,65 m unter H. W. Springtide liegt. Von diesem Becken, das durch eine Schleuse von 197 m Länge und 27,5 m Weite mit dem alten Hornby-Dock in Verbindung steht, besitzt 2 Zweigdocks, von denen das eine in seinen Kaimauern fertiggestellt ist, während am anderen die Arbeiten erst nach dem Kriege wieder aufgenommen worden sind. Diese Docks werden mit dreigeschossigen Schuppen mit elektrisch betriebenen Hebevorrichtungen ausgerüstet. Die Kosten dieser Neuanlage waren mit 10 Millionen £ veranschlagt.

Auch am südlichen Ende der langen Dockreihe bei Dingle sind bedeutende Erweiterungen im Werk, die ausschließlich dem Ölverkehr dienen sollen. Es sind hier große Flächen erworben, auf denen von einer Gesellschaft Öltanks errichtet werden, von denen einige schon fertig und in Benutzung sind. Die Gesamtanlage wird 14 000 t fassen, während in dem sich anschließenden Parkhill-Petroleumdepot bereits 12 500 t gelagert werden können, dazu noch 3900 t in Birkenhead. Genehmigt ist außerdem durch das Parlament eine Umgestaltung der Anlagen des alten Herculaneum-Docks, dessen flußseitige Begrenzung entsprechend vorgeschoben werden soll, um hier Raum für ein neues Petroleum-Dock zu schaffen. Die neuen und alten Anlagen werden durch eine Rohrleitung miteinander in Verbindung gesetzt. Nahe Dingle-Point ist im Flusse selbst noch ein großer Verladesteg für Öldampfer vorgesehen.

Für die älteren Dockanlagen sind z. T. Vertiefungen, Vergrößerungen der Einfahrten, bessere Ausstattung mit Schuppen und Kranen, vor allem Elektrifizierung der Betriebseinrichtungen vorgesehen. Mit dem Hornby-Dock ist der Anfang gemacht. Die Anlagen sind hier nahezu fertig. Den hochgespannten Strom liefert die Stadt, der dann im Dockgebiet an verschiedenen Stellen durch Umformerstationen auf die erforderliche Betriebsspannung gebracht wird.

Auch Erweiterungen der beiden großen schwimmenden Landebrücken — Princes und Georges-Landing-Stage — sind vorgesehen. Die erste dient dem Küsten- und Übersee-Verkehr, dazu dem Verkehr mit lebendem Vieh. Schon früher ist die Anlage insofern umgebaut worden, als die Holzabdeckung durch Eisenbeton ersetzt worden ist, was die Unterhaltungskosten wesentlich herabgesetzt hat. Diese Landebrücke soll am Nordende um 150 m verlängert werden. Eine geringere Vergrößerung nach Süden ist auch für die zweite Landebrücke vorgesehen, die hauptsächlich dem Verkehr der Flußfähren dient.

Auch die Anlagen auf der anderen Seite des Mersey in Birkenhead, die mit den Anlagen in Liverpool selbst eine Verwaltungseinheit bilden, sollen eine Umgestaltung und Erweiterung erfahren. Die beiden nebeneinander liegenden 9,14 und 15,21 m weiten Einfahrten werden durch eine einzige von 24,38 m Weite ersetzt. Der Bau neuer Kaimauern und Speicher ist im Gange. Der alte Getreidespeicher wird mit elektrischen Betriebseinrichtungen versehen, ebenso wird die Druckwasser-Zentrale umgebaut. Für spätere Erweiterungen sind 68,8 ha Land neu erworben. Zu der Neuausstattung mit Betriebsmitteln gehört auch ein von Holland gelieferter 200 t-Schwimmkran.

Es sei hier gleich erwähnt, daß im Hafen von Manchester während des Krieges der Bau eines neuen Trockendocks von 137 m Länge, bei 19,8 m Breite vergeben worden ist. Ferner sind neue Baumwollagerhäuser in Angriff genommen worden, die zusammen 60 000 Ballen Baumwolle aufnehmen können. Außerdem ist noch ein Lagerhaus für 15 000 t Güter fertiggestellt worden.

Der drittgrößte englische Hafen Hull, zugleich der bedeutendste an der Nordostküste, hat gerade noch kurz vor Kriegsausbruch eine sehr erhebliche Erweiterung erfahren, die das rasche Wachstum seines Verkehrs nötig gemacht hatte. Von 1902—1912 ist nämlich der Nettotonnengehalt der einlaufenden Schiffe von 3,6 auf 6,2 Millionen, d. h. um 72 vH, der Wert der Ein- und Ausfuhr von 51,8 auf 80,3 Mill. £ d. h. um 55 vH und die verschiffte Kohlenmenge von 2,63 auf 6,03 Mill. t, d. h. um 129 vH gestiegen. Im Jahre 1909 wurde daher die Anlage eines großen neuen Docks gemeinsam von der North-Eastern und Hull and Barnsley-Eisenbahngesellschaft in Angriff genommen, das Ende Juni 1914, wenn auch nur zum Teil vollendet, eröffnet werden konnte. Dieses Joint-Dock oder King-George-Dock[1]) ist das bedeutendste und best eingerichtete an der ganzen Nordostküste. Bei völligem Ausbau vermehrt es die Wasserfläche des Hafens von Hull um rund 34,4 ha, die Kailänge um 2,5 km.

Wenn vollendet, stellt das Dock ein etwa parallel zum Humberstrom liegendes Rechteck von 1130 m Länge zu 320 m Breite dar, das durch 2 in der Längsachse angeordnete Hafenzungen in ein nördliches und ein südliches Becken geteilt ist, die durch eine 305 m breite Durchfahrt zwischen den Hafenzungen verbunden sind. Zunächst ist nur das nördliche Becken und der mittlere Teil des südlichen, in welches die Einfahrt vom Fluß her einmündet, fertiggestellt. Dieser südliche Teil gibt zugleich ein Wendebecken ab, das für die größten Schiffe im Verkehr mit den nördlichen Häfen ausreicht. Die Wasserfläche beträgt zunächst 24,4 ha, die Mindesttiefe des Docks ist 9,65 m.

Die Einfahrt enthält eine Schleuse von 228,5 m Länge bei 25,9 m Breite, die durch 3 Torpaare in 2 Kammern von 152 und 76 m unterteilt ist. Die Tiefe ist bei N. W. 6,0, bei H. W. 12,9 m. Die Tore sind doppelwandige, eiserne, halb schwimmende Stemmtore ohne untere Rollen, aber mit Rollenlager am Halszapfen und mit eigenartiger Bewegungsvorrichtung. Letztere besteht aus einer gelenkig angeschlossenen Druckstange, die mittels über Rollen geführten Drahtseilen und Winde vor- und rückwärts bewegt wird.

Die Kaimauern sind als Betonmauern 1 : 8 erstellt mit Verkleidung aus fetterem Beton bis auf die oberen 4 m, die 30 cm übersetzen und mit Eisenklinkern verkleidet und mit Granitplatten abgedeckt sind.

Besonders reich und modern ist die Ausstattung des Hafens mit Kohlenverlade-Einrichtungen, Kranen, Getreide-Elevatoren usw., für die, wie schon bemerkt wurde, Dampfkraft überhaupt nicht mehr zur Verwendung kommt. Für die Mehrzahl der maschinellen Einrichtungen liefert die Stadt einen elektrischen Gleichstrom von 440 Volt Spannung. Für die Bewegungseinrichtungen der Schleuse und der Trockendocks, deren größtes 167 m Länge erhalten hat, sowie der Kohlenkipper wird Druckwasserkraft benutzt. Die Pumpen werden jedoch auch elektrisch angetrieben.

(Schluß folgt.)

[1]) Vgl. „The Engineer“ 1914 S. 674 u. 701 mit Plan.

Schriftleitung: Reg.-Baumeister Fr. Eiselen, Berlin-Lichterfelde, Karlstr. 99. — Verlag von Julius Springer in Berlin W. — Druck von H. S. Hermann & Co. in Berlin SW.

MITTEILUNGEN
der
DEUTSCHEN GESELLSCHAFT FÜR BAUINGENIEURWESEN
Schriftleitung: Regierungs-Baumeister Fr. Eiselen. Berlin-Lichterfelde, Karlstraße 99. Telephon: L. 1040.

2. Jahrgang | 31. März 1921 | Nr. 6

VERKEHRSFRAGEN BEI STADTERWEITERUNGEN.

Von Professor Richard Petersen, Danzig.

Nach dem in der I. Hauptversammlung der „Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen" in Berlin am 21. September 1920 gehaltenen Vortrag. (Schluß).

II. Danzig.

Danzig ist, ebenso wie Zürich, heute so groß wie Berlin vor einem Jahrhundert. Danzig liegt an einem Mündungsarme der Weichsel, deren Stromgebiet größer ist als die Stromgebiete von Rhein, Elbe und Oder. Die Danziger Bucht bildet eine ausgezeichnete Reede. Die vorgelagerte Halbinsel Hela gewährt Schutz gegen Nordwinde und lenkt den Küstenstrom, der die Häfen der Pommerschen Küste dauernd versandet, von der Danziger Hafenmündung ab. In den letzten Jahrhunderten mündete die Weichsel bei Danzig in die Ostsee, das ganze vor die durchlaufende Küstenlinie vorspringende Gelände von Neufahrwasser und nördlich der alten Feste Weichselmünde ist erst sei 1650 von der Weichsel angeschwemmt. 1840 brach die Weichsel 8 km östlich von Danzig bei Neufähr durch die Dünenkette durch. 1895 wurde noch 10 km weiter östlich bei Schiewenhorst künstlich eine neue Mündung geschaffen, die die Weichsel auf dem geradesten Wege ins Meer führt. Seitdem ist der Weichselarm zwischen Neufahrwasser und der neuen Weichselmündung, die tote Weichsel, stromlos und bietet die besten natürlichen Voraussetzungen für einen Seehafen, der sich ohne besondere Schwierigkeit zu den größten Abmessungen wird ausbauen lassen. Der Weichselstrom selbst ist allerdings nur bis zur früheren preußischen Grenze für die Schiffahrt ausgebaut, südlich davon ist der Strom vollständig verwildert. Zur Zeit der russischen Herrschaft ist auf dem polnischen Gebiet nichts für die Schiffbarmachung der Weichsel und ihrer Nebenflüsse geschehen. Im Gegenteil hat Rußland den Ausbau dieser Wasserstraßen verhindert zugunsten seiner eigenen Häfen.

Abb. 18. Stadtplan Danzigs.

Auch die Eisenbahnverbindung Danzigs mit seinem natürlichen Hinterland Polen ist mangelhaft und wenig leistungsfähig. Während Danzig im Mittelalter zu den führenden Städten der Hansa gehörte und Hamburg an Bedeutung übertraf, ist es im letzten Jahrhundert infolge der Abschnürung von seinem Hinterlande insbesondere durch die russische Zoll- und Verkehrspolitik in der Entwicklung zurückgeblieben.

Es ist hiernach verständlich, weshalb der neue Staat Polen die größten Anstrengungen machte, Danzig in seinen Besitz zu bringen. Die Bevölkerung der Stadt Danzig und der ganzen Weichselniederung ist aber fast rein deutsch, polnisch war vor dem Kriege nur ein ganz kleiner Prozentsatz. Der Kampf um die Erhaltung des Deutschtums im jetzigen Freistaat wird nicht leicht sein. Hat sich das Deutschtum aber im Mittelalter während mehrerer Jahrhunderte trotz ähnlicher Bedrängung, wie heute, gegenüber Polen behauptet, so darf man sich wohl der Hoffnung hingeben, daß die alte deutsche Kultur auch in der Zukunft gegenüber dem Polentum nicht unterliegen wird.

Danzig liegt am westlichen Rande der Weichselniederung, einem großen Flußdelta, das von der Abzweigung der Nogat bis zur See etwa 50 km lang und an der Küste von Danzig bis Elbing ebenfalls 50 km breit ist. Am westlichen Rande dieser Niederung zieht sich die Eisenbahnlinie von Dirschau über Danzig und Zoppot nach Stettin entlang. Dirschau ist der Anschlußpunkt an die große Hauptbahnlinie Berlin—Königsberg. Über Dirschau führen auch beiderseits der Weichsel Bahnlinien nach Warschau. Gegenwärtig wird der Verkehr Berlin—Königsberg auch über Stettin und Danzig geführt.

Abb. 17, S. 22, zeigt das Siedlungsgebiet der Stadt Danzig. Westlich der Eisenbahn erhebt sich hügeliges Gelände, bestehend aus alten Gletschermoränen bis etwa 100 m über Meereshöhe, nördlich von Zoppot tritt dieses hohe Land als steile Küste an die See heran. Langfuhr, Oliva, Zoppot liegen auf einer Terrasse, die sich vom Rande der Hügellandschaft allmählich zur See absenkt, dagegen Neufahrwasser und Weichselmünde auf angeschwemmtem Land des früheren Weichselstromes, Heubude hinter der Dünenkette nördlich der toten Weichsel. Im Süden von Danzig liegen am Rande der Niederung Ohra und weitere Vororte bis Praust. Im Westen Danzigs liegen in einer Einsenkung des Hügellandes Schidlitz und Emaus. Unmittelbar neben der Stadt erheben sich westlich der Eisenbahn der Bischofsberg und der Hagelsberg, die bisher die Hauptfestungswerke der Stadt trugen. Abb. 18 zeigt den Stadtplan von Danzig.

Bei Abb. 17 fällt sofort ins Auge, daß Danzig die modernste Siedlungsform, nämlich eine tropfenförmige Anordnung der

einzelnen Vororte um die Geschäftsstadt aufweist. Die Vororte Langfuhr, Oliva, Zoppot, Neufahrwasser, Weichselmünde usw. liegen ähnlich zu Danzig wie die Vororte Lichterfelde, Zehlendorf, Nikolassee, Marienfelde zu Berlin. Diese Siedlungsform ist bei Danzig entstanden dadurch, daß Danzig bis vor kurzem Festung war, und weil rings um die Festung ein ausreichendes Schußfeld freigehalten wurde. Innerhalb eines weiten Bereichs um Danzig waren massive Bauten nicht zugelassen.

Die Stadt Danzig selbst enthält ein Gewirr von engen und winkeligen Gassen, hohen Häusern, alten Kirchen und Bauwerken aus dem Mittelalter, deren Anblick das Auge des Künstlers entzückt. Allerdings entsprechen die Wohnungsverhältnisse keineswegs mehr den modernen hygienischen Anforderungen. Die innere Stadt ist jetzt in fortschreitender Umwandlung zur Geschäftsstadt begriffen. Die umliegenden Vororte sind im allgemeinen luftig und gesund gebaut und zum Teil ausgesprochene Villenvorstädte. Gewisse Gegenden sind auch in den Vororten mit üblen Mietkasernen besetzt, doch sind von diesen Schäden erst die Anfänge vorhanden und keinesfalls ähnliche Verhältnisse wie in Berlin und seinen Vororten. So sind im ganzen um Danzig herum für die Siedlung recht günstige Verhältnisse gegeben. Landschaftlich ist die Gegend von hohem Reiz, namentlich im Norden bei Zoppot und Oliva, wo das stark gefaltete und zerrissene Hügelland, mit großen Wäldern bedeckt, sich der See nähert. An der flachen Küste liegen mehrere reizvolle kleine Fischerdörfer und Badeorte.

Die unmittelbar östlich sich an die Stadt Danzig anschließende tiefliegende Weichselniederung kommt für Wohnsiedelungen weniger in Betracht wegen des hohen Grundwasserstandes und des schlechten Baugrundes, zumal da sich ja westlich der Stadt auf dem Hügelland und namentlich auf der Terrasse zwischen Hügelland und See überreichlich schönstes Baugelände für Wohnviertel findet.

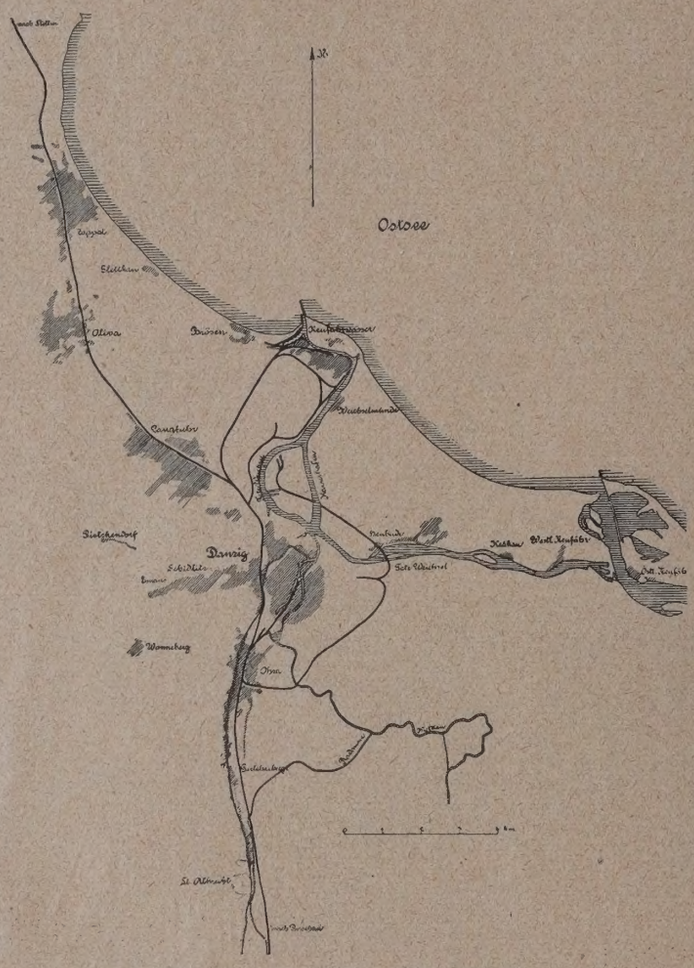


Abb. 17. Das Siedlungsgebiet Danzigs.

Alle Siedlungspläne müssen ausgehen von der Überlegung, welche Geländestreifen künftig für Hafenerweiterungen in Betracht kommen. Abb. 17 zeigt auch den gegenwärtigen Zustand der Hafenanlagen und Eisenbahnen. Aus Abb. 19 ist ersichtlich, daß sowohl links wie rechts der Weichsel, wie auch auf einer in der Mitte des Stromlaufes liegenden Insel Hafenerweiterungen möglich sind. Jedoch sei ausdrücklich betont, daß hiermit nichts weiter als Möglichkeiten angedeutet werden sollen. Zum Teil liegen allerdings schon umfassendere Hafenerweiterungspläne vor, zum Teil sind sie gegenwärtig in Arbeit, aber für die öffentliche Erörterung noch nicht reif, zum Teil sind die Arbeiten mir auch nicht bekannt. Ich muß daher davon absehen, die Hafenerweiterungspläne überhaupt an dieser Stelle weiter zu erörtern. Soviel ist jedenfalls klar, daß für Hafenerweiterungen das Gelände westlich von Neufahrwasser und ebenso das Gelände zwischen Weichselmünde und Heubude in Betracht kommt. Deshalb wird man, da ja im übrigen genug Gelände für Wohnsiedlungen vorhanden ist, gut tun, auf dieses gesamte Gelände ein Bauverbot zu legen, sofern solches Bauverbot nicht bereits aus Festungsrücksichten bestanden hat.

Nach welcher Richtung man nun auch zunächst die Hafenerweiterung vornehmen wird, notwendig ist jedenfalls Eisenbahnanschluß für beide Hafenseiten. Der Hauptverkehr des Hafens geht in der Richtung nach Polen. Daraus ergibt sich ohne weiteres, daß man für die Zukunft einen Hauptverschiebebahnhof an der Linie nach Dirschau etwa zwischen Praust und Ohra wird vorsehen müssen, und daß von diesem Hauptverschiebebahnhof je ein Gleispaar auf die Westseite und auf die Ostseite der Hafenanlagen zu führen ist zu Verschiebebahnhöfen für die einzelnen Hafenseiten. Auf der Westseite der Hafenanlagen liegt bereits ein Verschiebebahnhof bei Saspe zwischen Neufahrwasser und Langfuhr, auf der Ostseite wird es sich empfehlen, einen neuen Verschiebebahnhof vorzusehen, der vermutlich zweckmäßig noch auf der Südseite der toten Weichsel angelegt würde. Vergl. Abb. 19.

Für den Personenfernverkehr kommen als Hauptlinien die Verbindungen mit Berlin, Warschau und Königsberg in Betracht. Nach Berlin kann man über beide Richtungen der bestehenden Bahnlinie fahren; nach Norden führt aus Danzig die Verbindung über Stettin, nach Süden die Verbindung über Dirschau. Die Linie nach Stettin ist heute noch auf einer längeren Strecke eingleisig, ihr künftiger zweigleisiger Ausbau berührt die Danziger Eisenbahnanlagen nicht.

Die Verbindung nach Warschau bedarf erheblicher Verbesserungen auf dem Gebiet, das südlich von Dirschau liegt, also wiederum für unsere Erörterungen nicht in Betracht kommt.

Dagegen wird es für die Zukunft wohl nötig werden, die Verbindung nach Königsberg, die heute über Dirschau geht, abzukürzen durch eine Bahnlinie, die von Danzig über die Weichselniederung unmittelbar nach Elbing zu führen ist. Jedenfalls erscheint es notwendig, die Möglichkeit der späteren Einführung einer solchen Linie offenzuhalten (vergl. Abb. 20).

Ein nicht unbeträchtlicher Vorortverkehr wickelt sich ab zwischen dem Hauptbahnhof Danzig und Zoppot, Hauptbahnhof Danzig und Neufahrwasser, endlich Hauptbahnhof Danzig und Praust. Mit dem weiteren Anwachsen der Stadt Danzig wird dieser Vorortverkehr an Zahl der beförderten Personen ein Vielfaches des Fernverkehrs werden, wie die Entwicklung von Berlin, Hamburg, New York, London usw. zeigt. Daher wird es eines Tages nötig werden, dem Vorortverkehr besondere Gleise neben dem Fernverkehr zu geben.

Es ist anzunehmen, daß die Stadt Danzig sich immer mehr zur Geschäftsstadt umwandelt, daß die Wohnungen der in Danzig tätigen Bevölkerung vorzugsweise im Gelände zwischen Langfuhr und Zoppot liegen werden, ferner ist wahrscheinlich, daß die am Hafen beschäftigten Arbeiter ihre Woh-

nungen, außer am Hafen selbst, vorzugsweise in den südlichen Vororten zwischen Danzig und Praust finden werden. Demzufolge ist es nicht unwahrscheinlich, daß das künftige Vorortbahnnetz von Danzig etwa nach der Abb. 21 anzunehmen ist. Man wird voraussichtlich zwei zweigleisige Linien hindurchführen müssen, die eine von Neufahrwasser nach Praust, die andere von Zoppot über den Hauptbahnhof, dann die Geschäftsstadt im Süden und Osten umfahrend, vielleicht mit einer Verlängerung bis Weichselmünde. Ferner ist gezeigt, daß diese Linie bei Langfuhr eine Gabelung erfahren könnte, um die Seebäder anzuschließen, während sie im Osten gegabelt werden könnte, um auch das Gelände an der toten Weichsel zu erfassen, das namentlich für Industrieanlagen in Betracht kommt. Die tote Weichsel dient bereits in ihrer ganzen Ausdehnung zur Lagerung von Holzflößen.

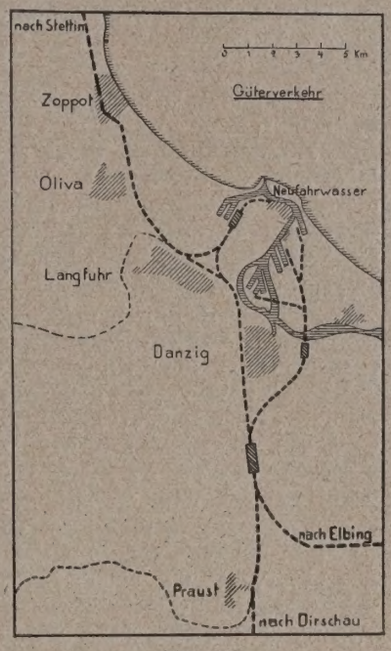


Abb. 19.
Hafenerweiterungen und Güterbahnhof.

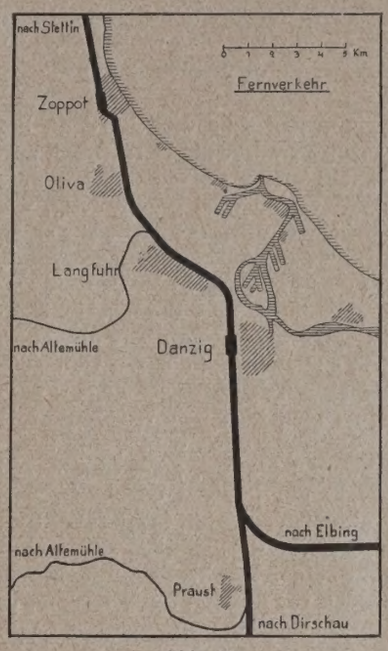


Abb. 20.
Künftige Fernbahnen Danzigs.

Die künftig vorzusehenden Erweiterungen der Eisenbahnen für Güterverkehr, Personenfernverkehr und Personenvorortverkehr sind nun zusammengefaßt in Abb. 22. Damit soll nun natürlich nicht gesagt werden, daß das alles in nächster Zeit gebaut wird, und auch nicht, daß das nun genau in dieser Form gebaut werden muß. Trotzdem ist ein solcher Plan auch für die Gegenwart schon von großer Bedeutung. Die rechtzeitige Sicherung des später für Häfen und Eisenbahnen benötigten Geländes ist die Voraussetzung für eine gesunde Entwicklung.

Die Wohnungsnot zwingt dazu, daß der Freistaat in großem Umfang mit der Herstellung neuer Wohnungen, also mit umfangreichen Stadterweiterungen beginnt. Da nun reichlich Gelände vorhanden ist, wird es auf Grund eines solchen Planes nicht schwer, zu entscheiden, welches Gelände jetzt für die Bebauung in Angriff genommen werden kann, und welches Gelände man von der Bebauung freihalten muß.

In der näheren Umgebung der Stadt wird die Straßenbahn vielfach auf eigenem Bahnkörper geführt werden können. Das ist natürlich vor der Aufstellung der Bebauungspläne zu beachten.

Von großer Bedeutung für die Gegenwart ist sodann die Erkenntnis, daß zwischen der Altstadt Danzig und den westlich vorgelagerten Bergen an Stelle des jetzigen Gleispaares eines Tages etwa 10 Gleise, nämlich 2 Gütergleise, 4 Personenferngleise uud 4 Personenvorortgleise hindurchgeführt und im Hauptbahnhof auf etwa 14 Gleise vermehrt werden müssen.

Ein Beispiel für die Gleisanordnung im künftigen Hauptbahnhof gibt Abb. 23. Dabei ist die Reihenfolge der Gleise anders geordnet als in Abb. 22. Vielleicht ist es möglich, diesen künftigen Hauptbahnhof an der Stelle des jetzigen anzulegen. Vielleicht aber muß man ihn nach Norden oder nach Süden so weit hinausschieben, bis man genügend Breite für die Anlagen findet. Zu berücksichtigen sind dabei ferner die Übergabelungen der einzelnen Gleise sowohl auf der Nord- wie auf der Südseite, die auf große Strecken die Überkreuzungen von Straßenzügen erschweren werden. Unter diesen Umständen ist es ein

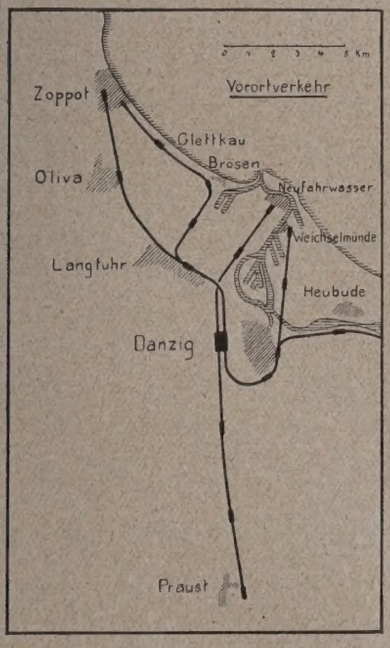


Abb. 21.
Künftige Vorortbahnen.

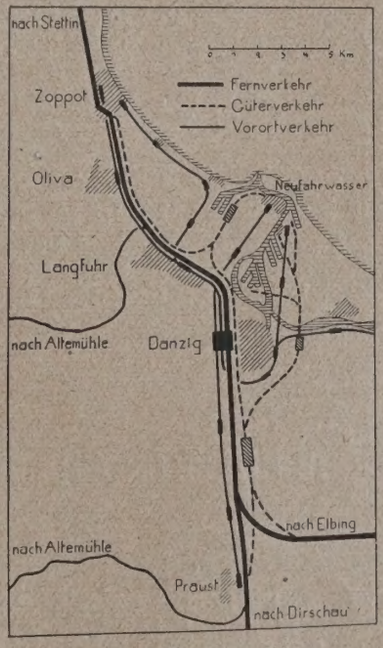


Abb. 22.
Künftiges Eisenbahnnetz Danzigs.

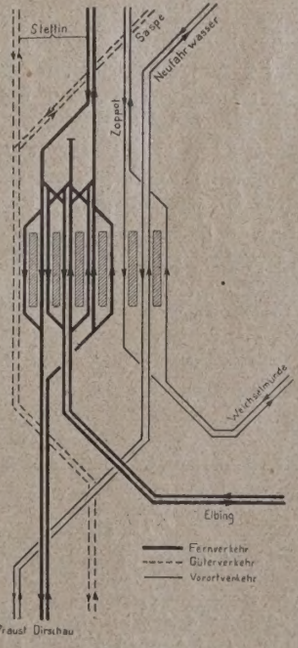


Abb. 23.
Entwurf für den Hauptbahnhof.

großes Glück für Danzig, daß der Geländestreifen zwischen Stadt und Berg, durch den jetzt die Eisenbahn hindurchführt, und der aus niedergelegten Festungswerken entstanden ist, zurzeit noch größtenteils in ausreichender Breite unbebaut ist. Das Verlangen, dieses Gelände zu bebauen, ist daher groß. Hier muß ein Riegel vorgeschoben werden. Dieser heute noch offene Geländestreifen darf nicht weiter bebaut werden, solange über den künftigen Ausbau der Eisenbahnanlagen keine Entscheidung getroffen ist.

Das zu wissen, ist gegenwärtig sehr wichtig, denn der große Zudrang auswärtiger Firmen fordert die Herstellung umfangreicher Geschäftshäuser, und dieser Geländestreifen wäre dafür ganz hervorragend geeignet. So wird gegenwärtig, wie anderswo, auch in Danzig eifrig Stimmung gemacht für einen Wolkenkratzer, und die Vertreter des Wolkenkratzergedankens versteifen sich hartnäckig auf einen Platz auf diesem Geländestreifen. Allerdings sind die Meinungen über die Zweckmäßigkeit eines Wolkenkratzers in einer Stadt, die nicht an Platzmangel leidet, geteilt. Es ist ja zu verstehen, daß der Bau eines Wolkenkratzers für den Ingenieur und den Architekten eine reizvolle Aufgabe wäre. Aber man mag über den Wolkenkratzer denken, wie man will, die Forderung nach dem dafür beanspruchten Platz wird man abweisen müssen, denn es gibt viel anderes Land, auch in der Nähe der jetzigen Geschäftsstadt, auf dem man einen Wolkenkratzer bauen kann, es gibt aber kein anderes Land, das für die Durchführung der großen Eisenbahn-Hauptverkehrsader in Betracht käme. Der Wolkenkratzer mag als nützlich angesprochen werden für Danzig, notwendig ist er keinesfalls; die richtige Gestaltung der Eisenbahnanlagen und des Hauptbahnhofes ist aber eine Lebensfrage für Danzig. Es sei immer wieder an die verfehlte Berliner Stadtanlage erinnert, die dadurch entstanden ist, daß bei den Bebauungsplänen immer nur augenblickliche örtliche Bedürfnisse befriedigt wurden, ohne Rücksicht auf die Nachbarschaft und Zukunft. Das sollte man in Danzig denn doch nicht wiederholen.

In einer neueren Schrift von Wittig[1]) ist ein Straßenplan des Innern Berlins dargestellt, in dem die Festungswerke eingezeichnet sind, die Ende des 17. Jahrhunderts vom Großen Kurfürsten angelegt wurden. Ihrem Verlauf folgt die Stadtbahn von Jannowitzbrücke bis Börse. Hackescher Markt, Werderscher Markt, Hausvogteiplatz, Spittelmarkt kennzeichnen die Lage der Bastionen.

Was würde man heute in Berlin darum geben, wenn das ehemalige Festungsgelände nicht zu Baustellen aufgeteilt worden wäre!

In Danzig ist ein erheblicher Teil der alten Festungswälle und Gräben im Westen und Norden der Stadt bereits eingebnet und leider zum Teil mit Häusern bebaut worden. Der Rest der Befestigungen im Süden der Stadt und im Westen auf dem Bischofsberg und Hagelsberg wird glücklicherweise als Grünstreifen erhalten bleiben.

Im ganzen ist in Danzig wie in Zürich der heutige Kern der Stadtanlage gesund. Für die künftigen Stadterweiterungen sind recht günstige Vorbedingungen gegeben. —

Das Ergebnis unserer Erörterungen lautet kurz zusammengefaßt:

Notwendig ist ein Bruch mit der bisherigen engen Siedlungsweise, die durch die Mietkaserne gekennzeichnet ist. Wir müssen übergehen zu weiträumigen Siedelungen mit den verschiedenen Formen des Kleinhauses, anzustreben ist, daß möglichst viele Familien ein kleines Haus mit reichlichem Garten zu Eigentum erhalten. Der Eigentumsbegriff bedarf allerdings einer Einschränkung, die Spekulation mit dem Bodenwert muß ausgeschaltet werden. Die bisherigen Bebauungspläne, die unter anderen Gesichtspunkten aufgestellt wurden, sind im allgemeinen dafür unbrauchbar und durch neue zu ersetzen. Bevor man aber einen Bebauungsplan entwirft, sind zu überlegen die künftigen Erweiterungen der Wasserstraßen, Güterbahnen, Personenfernbahnen, Personenvorortbahnen, innerstädtischen Schnellbahnen und Straßenbahnen.

Erst nachdem man hierüber im klaren ist, darf man die einzelnen Bebauungspläne der Vororte in Angriff nehmen. Die Bedeutung, die vor einem halben Jahrhundert die richtige Gestaltung des Straßennetzes hatte, muß heute bei dem fortgeschrittenen Stand der Verkehrseinrichtungen dem Eisenbahnnetz zugestanden werden. Es bildet das Gerippe der künftigen weiträumigen Stadtsiedelung. Fehler und mangelnde Voraussicht bei der Anlage des Eisenbahnnetzes werden für die Zukunft der Stadt die schwersten Folgen haben.

Wie die Beispiele von Zürich und Danzig zeigen, ergibt sich aus der örtlichen Lage und der geschichtlichen Entwicklung häufig eine eindeutige Lösung für die Anlage der großen Hauptverkehrsadern. Das hierfür in Zukunft benötigte Gelände namentlich im Innern der Stadt gegen vorzeitige Bebauung zu sichern, ist eine der allerwichtigsten Aufgaben.

Die rechtlichen Formen dafür zweckmäßiger zu gestalten, als sie heute sind, ist besonderer Überlegung wert.

Alle diese Fragen müssen aber behandelt werden lediglich aus der Rücksicht auf das Wohl der Allgemeinheit. Es geht künftig nicht mehr an, die Siedlungsformen so zu gestalten, daß am Grund und Boden möglichst viel Geld verdient wird.

Unser Ziel muß sein, die Menschen wieder zufrieden und arbeitsfreudig zu machen, ihnen möglichst großen Anteil an unseren Kulturgütern zu geben. —

GESCHÄFTLICHE MITTEILUNGEN DER GESELLSCHAFT.

II. Hauptversammlung der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen.

Die Deutsche Gesellschaft für Bauingenieurwesen hat in ihrer letzten Vorstandssitzung beschlossen, ihre diesjährige Hauptversammlung Mitte Juni in München im Rahmen der dort stattfindenden „Ausstellung für Wasserstraßen und Energiewirtschaft in Bayern" abzuhalten. Es sind Vorträge führender Männer der Technik in Aussicht genommen, die im Verein mit Besichtigungen von in Ausführung begriffenen Wasserkraftanlagen die Tagung recht eindrucksvoll gestalten dürften.

[1]) Wittig: Führung der Berliner Hoch- und Untergrundbahnen durch bebaute Viertel. Seite 27. Berlin 1920. Der Zirkel Architekturverlag.

An die Mitglieder der Gesellschaft

Es wird gebeten, Zuschriften, welche den Geschäftsbetrieb oder die Arbeitsgebiete der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen betreffen, nur an die Geschäftsstelle, Berlin NW 7, Sommerstraße 4a, zu richten, da sie von hier aus unmittelbar beantwortet werden. Die Geschäftsstelle bearbeitet sowohl die geschäftlichen wie die fachlichen Angelegenheiten der Gesellschaft im Auftrage des Vorstandes und mit Genehmigung des ersten Vorsitzenden Herrn Geheimen Baurats Professor Dr.-Ing. de Thierry.

Alle Schriftleitungssachen der „Mitteilungen" gehen wie bisher an Herrn Regierungsbaumeister Eiselen.

Der Geschäftsführer: Brandt.

Schriftleitung: Reg.-Baumeister Fr. Eiselen, Berlin-Lichterfelde, Karlstr. 99. — Verlag von Julius Springer in Berlin W. — Druck von H. S. Hermann & Co. in Berlin SW.

MITTEILUNGEN
der
DEUTSCHEN GESELLSCHAFT FÜR BAUINGENIEURWESEN
Schriftleitung: Regierungs-Baumeister Fr. Eiselen. Berlin-Lichterfelde, Karlstraße 99. Telephon: L. 1040.
(Geschäftsstelle der Gesellschaft: Berlin NW. 7, Sommerstraße 4a. Tel.: Centrum 15207—15212).
2. Jahrgang 15. April 1921 Nr. 7

DIE SELBSTKOSTENBERECHNUNG IM BAUWESEN.

Von Professor Th. Janszen, Berlin.

Die technische Wirtschaftlichkeitslehre lehrt uns, daß die technischen Mittel allein wegen ihrer Ungleichartigkeit keinen einheitlichen Maßstab für die Herstellungskosten eines Gutes bilden, daß vielmehr erst die Geldrechnung einen Aufschluß über die wirklichen Kosten gibt und alle endgültigen wirtschaftlichen Entscheidungen erst durch Geldberechnungen getroffen werden können. Demnach muß bei einer Bauanlage der Grundsatz der Wirtschaftlichkeit nicht allein durch den Entwurf, sondern auch durch die Ausführung erfüllt werden, von den Ausführungskosten hängt neben dem Entwurf die Wirtschaftlichkeit der Anlage ab, die Geldberechnung entscheidet erst über die Wirtschaftlichkeit.

Hinsichtlich der Konstruktion und der Festigkeit unserer Bauwerke verfügen wir heute über eine gründlich durchgebildete Wissenschaft, mit unseren heutigen Baustoffen und unter den gegebenen Verhältnissen von Zweck und Belastung des Bauwerks kann sicher nicht viel besser konstruiert werden, als es heute bei uns geschieht. Bei der Ausführung der Bauten sind wir dagegen viel bescheidener, wir begnügen uns in der Regel damit, daß die Arbeit überhaupt getan wird, daß also irgend eine mögliche, gewisse Ansprüche befriedigende Lösung der Aufgabe gefunden wird, ob diese Lösung aber die bestmögliche ist, danach fragt man wohl manchmal und studiert auch bei wichtigen Anordnungen diese Frage, aber daß dieser Grundsatz in allen Teilen der Bauarbeit vom kleinsten bis zum größten bewußt und sicher angewandt wird, davon sind wir noch weit entfernt. Denn nicht die Kenntnis der Arbeitskosten ist das wichtigste, sondern daß die Arbeit so billig wie möglich ausgeführt wird. Es wird im allgemeinen für wichtiger gehalten, richtige Preise zu machen, wenn nachher nur die Ausführungskosten im vorgesehenen Rahmen bleiben, als darauf zu zu sehen, daß die Arbeit so billig wie möglich gemacht wird, wie es der Grundsatz der Wirtschaftlichkeit verlangt.

Die Grundlage der Wirtschaftlichkeit eines Betriebes bildet aber die Selbstkostenberechnung, denn nur diese gibt dem Betriebsleiter einen Einblick in seine Betriebsverhältnisse, macht ihn gewissermaßen erst sehend, während er ohne sie den Ergebnissen seines Betriebes blind gegenübersteht. Die Erkenntnis des Wesens und der Bedeutung einer richtigen Selbstkostenberechnung hat den Ausschuß für wirtschaftliche Fertigung veranlaßt einen Sonderausschuß einzusetzen, der jetzt einen Grundplan der Selbstkostenberechnung veröffentlicht hat. Dieser Grundplan bezieht sich allerdings auf Fabrikbetriebe, ist aber auch für das Bauwesen beachtlich, und zwar um so mehr, als hier die Selbstkostenberechnung noch sehr rückständig ist, wenn auch in letzter Zeit die Erkenntnis der Notwendigkeit richtiger Selbstkostenberechnungen sich zu verbreiten scheint, wenigstens deuten verschiedene Veröffentlichungen[1]) sowie auch die Gründung der „Forschungsgesellschaft für wirtschaftlichen Baubetrieb" darauf hin.

In neuester Zeit sind es besonders zwei Momente, welche die Beschäftigung mit den Selbstkosten von Bauarbeiten notwendig machen, nämlich einmal die Aufstellung und Abwicklung der neuzeitlichen Bauverträge und sodann die Einführung der wissenschaftlichen Betriebsführung im Bauwesen. Beide Momente bedingen ein Studium der Arbeitselemente, um die man sich bisher wenig gekümmert hat, weil die nachträgliche Erkenntnis der Einzelkosten doch am geschäftlichen Ergebnis des einzelnen Objektes nichts mehr zu ändern vermag, weil also eine unmittelbare Notwendigkeit für die Abwicklung des Geschäftes nicht zu bemerken ist. Auch unseren technischen Hochschulen kann man hier einen Vorwurf nicht ersparen. Denn sie sind größtenteils bei dem Entwurf, bei dem Konstruieren stehen geblieben und haben sich um die Ausführung nicht gekümmert. Der Baubetrieb, die Bauwirtschaft fehlt größtenteils in den Lehrplänen der Hochschulen und die Folge war, daß beispielsweise höhere Baubeamte es unter ihrer Würde hielten, sich mit Kostenanschlägen und derartigen Dingen zu befassen, die man ruhig mittleren Technikern überlassen könne. Daß hier eine Abhilfe notwendig ist, wird zwar jetzt von allen Seiten anerkannt, die bessere wirtschaftliche Ausbildung der akademischen Techniker wird allseitig gefordert, aber von tatsächlichen Maßnahmen verlautet noch nichts.

Die beiden Hauptfragen, die das Problem der Selbstkostenberechnung stellt, sind

1. Welche Aufgabe hat die Selbstkostenberechnung zu erfüllen?
2. Wie ist das Selbstkostenberechnungsverfahren zu gestalten?

Die Aufgabe der Selbstkostenberechnung ist eine vielseitige. Diese soll nicht allein Auskunft geben über die Kosten einer bestimmten Leistung oder Lieferung, sondern auch darüber, wie sich die Kosten im einzelnen zusammensetzen, welcher Anteil auf diese, welcher Anteil auf jene Art von Kosten entfällt, und wie sich die Kosten auf die einzelnen mitwirkenden Faktoren, Arbeiter, Maschinen, Leitung usw. verteilen. Denn nur, wenn man diese Kostenverteilung im einzelnen kennt, kann man Vergleiche anstellen, sei es innerhalb des eigenen Betriebes, sei es mit anderen Betrieben, und kann daraus die notwendigen Schlüsse für die Leitung und Vervollkommnung des eigenen Betriebes ziehen. Eine richtige Selbstkostenberechnung führt erst zur sorgfältigen Durcharbeitung der ganzen Organisation. Diese vielseitige Aufgabe kann die Selbstkostenberechnung aber nur erfüllen, wenn sie nicht von vornherein auf einen einzigen bestimmten Zweck eingestellt, sondern beweglich gestaltet und auf Elemente aufgebaut wird, die je nach der zu beantwortenden Frage gruppiert, zusammengestellt und verglichen werden können.

Eine richtige Gliederung der Selbstkosten in ihre Grundelemente ist also die wesentlichste Aufgabe, die bei der Selbstkostenberechnung zu lösen ist. Und dazu ist zunächst ein Studium der Arbeitselemente erforderlich, wie es die wissenschaftliche Betriebsführung verlangt. Es müssen die einzelnen Arbeitselemente und die Größe ihres Anteils, mit dem sie im Gesamtwert der fertigen Bauarbeit enthalten sind, ermittelt, es muß die Wirkung der einzelnen produktiven Faktoren auf das Gesamtergebnis festgestellt werden. Die gesonderte Ermittelung der Kosten für die einzelnen Herstellungsfaktoren oder Arbeitselemente zeigt ihre spezifische Wirkung für die Kostenbildung und liefert Vergleichseinheiten für den Vergleich mit anderen Ausführungen, wenn man die veränderlichen Größen wie Baustoffpreise, Lohnsätze usw. als solche einsetzt. Die gesonderte Ermittelung der Kosten für die einzelnen Herstellungsfaktoren liefert dann auch die Grundlagen für genaue Preisberechnungen, deren Wesen in der möglichst weitgehenden Auseinanderhaltung der einzelnen preisbildenden Faktoren besteht. Die Herstellungsfaktoren sind vom tech-

[1]) Vgl. Kalkulation und Zwischenkalkulation im Großbaubetriebe von Kundigraber, die Selbstkostenberechnung im Eisenhoch- und Brückenbau von Dipl.-Ing. H. Jucho, Kalkulation im Maurer- und Zimmerergewerbe von T. Lauffer, die Preisermittelung im Maurer- und Zimmerergewerbe von der Westdeutschen Bauhütte, Selbstkostenberechnung im Baugewerbe von A. Senger (Organisation 1920 Nr. 18) u. a. m.

nischen Standpunkte aus Materie und Energie, denen durch die Intelligenz des Menschen Gestalt und Richtung aufgezwungen wird, aber in wirtschaftlicher Hinsicht sind die mechanischen Energien nicht selbständige Herstellungsfaktoren, sondern sind als Repräsentanten des Produktionskapitals Produktivitätsvermittler, d. h. sie erhöhen die Ergiebigkeit der menschlichen Arbeit. Daher ist bei allen Selbstkostenberechnungen dahin zu streben, den Einfluß dieser Produktivitätsvermittler so genau wie möglich kenntlich zu machen. Das erhöht nicht nur die Vergleichsmöglichkeit, sondern befähigt uns auch erst, den Wert der mechanischen Hilfsmittel für die Erhöhung der Ergiebigkeit der menschlichen Arbeit kennen zu lernen.

Mit den Grundelementen der Selbstkosten sind dann ohne weiteres die Kalkulationsunterlagen gegeben und kann eine richtige Festsetzung des Liefer- oder Leistungspreises erfolgen, so daß bei der Ausführung weder zugesetzt wird, noch zu hohe Preise verlangt werden. Und die gegenwärtige außerordentliche Verschiebung in den einzelnen Bestandteilen der Gestehungskosten, Bau- und Betriebsstoffkosten, Löhnen usw., die zu ganz anderen Verhältnissen als vor dem Kriege geführt hat, läßt eine Ermittelung der Lieferungs- oder Leistungspreise auf Grund der Kostenberechnung der Grundelemente unbedingt notwendig erscheinen. Die Kenntnis der Selbstkosten der Grundelemente ermöglicht eine ständige Überwachung des Betriebes hinsichtlich der Wirtschaftlichkeit und ist zugleich das natürlichste und wirksamste Mittel, um Verbesserungsmaßnahmen, wie Normung, Typung, Spezialisierung, Mechanisierung usw. durchzuführen. Ein Betrieb, der mit Hilfe der Selbstkostenberechnungen erkennt, wo er Mängel hat und in welcher Weise die Wirtschaftlichkeit erhöht werden kann, wird ganz von selbst zur Durchfühung zweckentsprechender Maßnahmen kommen, und daher muß die Selbstkostenberechnung infolge dieser Wirkung als eines der wichtigsten Mittel zur Förderung des technischen und wirtschaftlichen Fortschrittes angesehen werden. Hierin liegt ihre weit über das Interesse des Einzelbetriebes hinausgehende Bedeutung für die Allgemeinheit.

Eine weitere Aufgabe der Selbstkostenberechnung ist die Schaffung von Unterlagen für eine Übersicht über die Betriebskosten in kürzeren Zeiträumen als die übliche Jahresbilanz, und für Preisvereinbarungen. Bei den heutigen schnell veränderlichen Verhältnissen ist eine jederzeitige Übersicht über die Betriebskosten ein unbedingtes Erfordernis, man muß sich jederzeit bewußt sein, für welche Verhältnisse die Zahlen gelten, mit denen man rechnet. Bei Bauarbeiten lassen sich allgemeine Normal-, Richt- oder Mindestpreise nicht vereinbaren, wie bei gleichartigen Erzeugnissen, Rohstoffen, Halbfabrikaten und Massenartikeln, sondern es können nur die Selbstkosten zur Grundlage von Preisvereinbarungen gemacht werden. Man muß vereinbaren, daß Niemand unter seinen Selbstkosten zuzüglich eines bestimmten Gewinnzuschlages anbieten darf, und die Selbstkostenberechnung muß durch eine Vertrauensstelle überwacht werden. Um dies aber durchführen zu können, ist es notwendig, daß die Selbstkostenberechnung nach gewissen einheitlichen Grundsätzen erfolgt, daß die Gliederung der Kosten in allen Betrieben die gleiche ist. Denn nur wenn die Kostenarten in den einzelnen Betrieben übereinstimmen, lassen sie sich vergleichen und nötigenfalls die Selbstkosten nachprüfen. Es handelt sich dabei natürlich nicht um eine Vereinheitlichung der Selbstkostenzahlen, sondern lediglich um eine Vereinheitlichung ihrer Gruppierung und Gliederung auf Grund der Grundelemente und des Schemas zur Berechnung des Lieferpreises. Die Selbstkostenzahlen selbst werden in den einzelnen Betrieben äußerst verschieden und eine Vereinheitlichung derselben würde geradezu eine Sünde gegen den Geist der Selbstkostenberechnung sein. Eine solche Vereinheitlichung der Grundsätze der Selbstkostenberechnung ist dann auch ein Mittel gegen Preisdrückerei und unlauteren Wettbewerb. Jedem Unternehmer muß daran liegen, daß ebenso wie er selbst auch alle seine Mitbewerber richtig kalkulieren, und er muß den Vorzug einer guten Selbstkostenberechnung auch seinen Mitbewerbern verschaffen. Denn wer seine Selbstkosten wirklich kennt, wird wohl einmal ausnahmsweise, z. B. um ins Geschäft zu kommen, oder um seinen Betrieb nicht stillstehen zu lassen, unter den Selbstkosten, aber ständig keinesfalls mit zu niedrigen Preisen anbieten und dadurch die Preise für eine Arbeit allgemein verlustbringend machen.

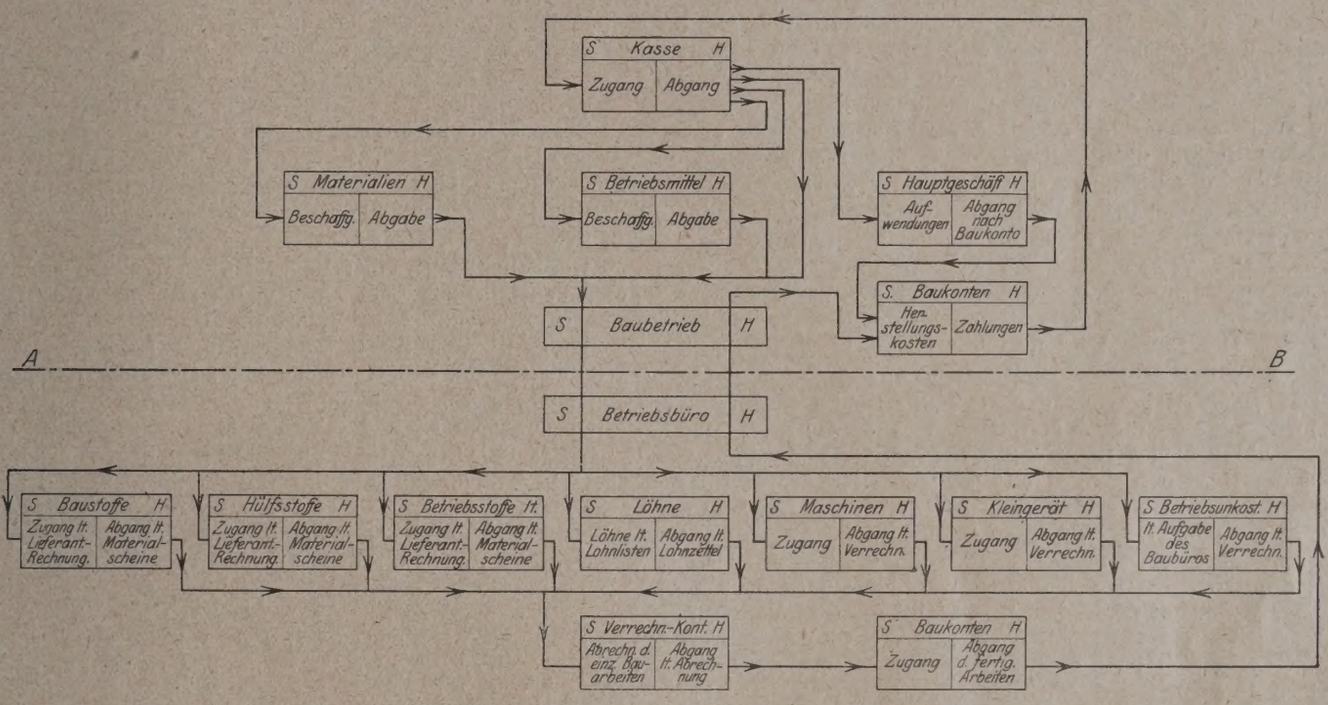
Zur Lösung der Aufgaben der Selbstkostenberechnung ist also einmal die Kenntnis der Grundelemente und sodann die Vereinheitlichung der Grundlagen der Selbstkostenberechnung erforderlich, und diesen Erfordernissen muß daher auch das Selbstkostenberechnungsverfahren entsprechen. Dazu ist neben einer dem Zweck des Unternehmens angepaßten kaufmännischen Buchführung eine, wenn auch noch so einfache Betriebsbuchführung notwendig, und mit dieser muß die Selbstkostenberechnung in organischer Verbindung stehen.

Der Begriff der Selbstkosten ist bestimmt durch die Gleichung $S = L - G$, worin S die Selbstkosten, L die Leistung oder Lieferung, und G den Gewinn bedeuten. Die Selbstkosten setzen sich für alle Baubetriebe zunächst zusammen aus den Kosten auf der Baustelle, den Baukosten, und den Verwaltungs- oder Geschäftsunkosten. Demgemäß ist auch die Buchführung zu trennen in die beiden Hauptzweige: in die Geschäftsbuchführung, die eine kaufmännische Buchführung ist und in die Buchführung des Baubetriebes, oder kurz Betriebsbuchführung genannt, die eine technische Buchführung ist. Denn bei jedem Unternehmen der Gütererzeugung, etwas anderes ist auch ein Bauunternehmen nicht, lassen sich zwei Teile unterscheiden, die in ihrer Wesensart vollständig voneinander verschieden sind, das ist einerseits die kaufmännische und anderseits die technische Tätigkeit. Über die kaufmännische Tätigkeit, über den kaufmännischen Erfolg soll die Geschäftsbuchführung, und über die Wirtschaftlichkeit der technischen Tätigkeit oder der Fertigung soll die Betriebsbuchführung sichere Unterlagen schaffen. Die Betriebsbuchführung erscheint in der Geschäftsbuchführung nur als ein Einzelkonto, das Baubetriebskonto. Das Geschäft beschafft die erforderlichen Baustoffe, Hilfsstoffe, Betriebsstoffe, Maschinen, Werkzeuge usw. und stellt diese sowie das notwendige Betriebskapital den Baubetrieben gegen die Beschaffungskosten oder gegen eine Leihgebühr, die sich nach den den tatsächlichen Verhältnissen entsprechenden, auch sonst maßgebenden üblichen Sätzen für Abschreibung und Zinsen richten muß, zur Verfügung. Die Baubetriebe können also mit festen Zahlen rechnen und haben in ihren Betriebskonten nichts anderes zu tun, als mit möglichster Genauigkeit die Selbstkosten der ausgeführten einzelnen Bauarbeiten zu berechnen. Sie geben dann diese Selbstkosten ohne Gewinn, aber auch ohne Verluste an die Geschäftsbuchführung weiter, und erst in dieser entsteht nach Hinzurechnung der Geschäftsunkosten auf den Baukonten durch den erzielten Lieferpreis ein Gewinn oder ein Verlust.

Die weitere Gliederung der Kosten ist nun nach zwei Richtungen erforderlich, nach Kostenarten und nach Kostenträgern. Bei den Kostenarten sind zunächst zu unterscheiden die unmittelbaren (direkten) und die mittelbaren (indirekten) Kosten. Die Ermittelung der Selbstkosten für irgend eine Bauarbeit ist selten ohne weiteres in der Weise möglich, daß sämtliche Kosten, die sie verursacht, darauf verbucht werden. Denn selten wird nur eine einzige Bauarbeit ausgeführt, sobald aber in einem Unternehmen oder auf einer Baustelle verschiedene Bauarbeiten ausgeführt werden, entsteht sofort die Frage, wie die nicht unmittelbar für eine bestimmte Bauarbeit, sondern im ganzen für mehrere oder sämtliche in dem Unternehmen oder auf einer Baustelle entstehenden Kosten auf die einzelnen Bauarbeiten verteilt werden sollen. Alle Ausgaben für die Geschäftsleitung, Steuern, Zinsen, Bauleitung und Bauführung usw. fallen ja nicht einer Bauarbeit, sondern allen Bauarbeiten zur Last und sind daher nur mittelbare Kosten. Entsprechend der Haupteinteilung der Buchführung sind diese mittelbaren Kosten wieder zu trennen in die mittelbaren Kosten der Geschäftsführung, die sogen. allgemeinen Geschäftsunkosten, die auf sämtliche Baubetriebe zu verteilen sind, und auf die mittelbaren Kosten der einzelnen Baubetriebe, die sogen. Betriebsunkosten, die

nur auf die einzelnen Baubetriebe oder Bauarbeiten, die sie verursachen, zu verteilen sind.

Vielfach ist es noch üblich, die unmittelbaren Kosten als produktive und die mittelbaren Kosten als unproduktive zu bezeichnen. Diese Bezeichnung ist aber unzutreffend, denn alle aufgewendeten Kosten müssen für die Produktion notwendig, also produktiv sein, und unproduktive Kosten im eigentlichen Wortsinne darf es in einem wirtschaftlichen Unternehmen überhaupt nicht geben. Es kommt für die Unterscheidung in unmittelbare und mittelbare Kosten lediglich darauf an, ob die Kosten unmittelbar als für eine bestimmte Arbeit verwendet festgestellt werden können oder nicht. Zweckmäßig ist es immer, so wenig wie möglich mit zu verteilenden Kosten zu rechnen und soviel wie möglich die Kosten unmittelbar festzustellen. Und die Gliederung nach unmittelbaren und mittelbaren Kosten darf auch nicht von Fall zu Fall, sondern muß grundsätzlich vorgenommen werden, die



Schematische Darstellung des Buchführungssystems für eine Bauunternehmung.

karte mit der Nummer des Kostenträgers im Arbeitsplan verzeichnet werden. Dazu kommen dann die für die Herstellung des Kostenträgers erforderlichen Hilfsanlagen, z. B. Transport- und Lehrgerüste, Schalungen usw. sowie die mechanischen Betriebsmittel als Kraft- und Arbeitsmaschinen, Geräte, Werkzeuge usw. Hilfsanlagen sowohl wie Betriebsmittel dienen entweder nur zur Ausführung einer bestimmten Bauarbeit, eines einzigen Kostenträgers und können dann ebenfalls unmittelbar auf dem Auftragszettel verzeichnet werden, oder sie dienen zur Ausführung mehrerer Kostenträger und sind dann zunächst auf einem Sammelkonto zu sammeln und demnächst nach einem bestimmten Schlüssel, bestimmter Zeit oder Menge, auf die einzelnen Kostenträger zu verteilen. Falsch ist es aber, diese Kosten als mittelbare Kosten zu verrechnen, denn sie sind immer nur erforderlich zur Ausführung einer einzelnen oder von mehreren, aber ganz bestimmten Bauarbeiten, so daß sie auch nur für diese verrechnet werden dürfen, und es muß das Verrechnungsweise muß einheitlich sein. Ist für eine bestimmte Kostenart nicht ständig, sondern nur ausnahmsweise unmittelbare Ermittelung möglich, so muß diese Kostenart stets unter den mittelbaren Kosten verrechnet werden, da sonst sich ein falscher Zuschlag für die mittelbaren Kosten ergeben und gewisse Kosten gewisser Arbeiten doppelt, nämlich zunächst als unmittelbare Kosten und außerdem in Form eines Zuschlages für mittelbare Kosten belastet werden. Einheitliche Behandlung der Kostenarten ist einer der wichtigsten Grundsätze der Selbstkostenberechnung.

Zwecks Ermittelung der Kosten bedarf es weiter der Feststellung der Kostenträger. Kostenträger sind die einzelnen Bauarbeiten. Es muß für jeden Baubetrieb ein Arbeitsplan aufgestellt werden, in dem jede Bauarbeit als Kostenträger seine Nummer erhält. Der Arbeitsplan und ein in engste Verbindung mit ihm zu setzendes Arbeitsverzeichnis dienen dann dazu, alle Unterlagen für die Verrechnung der Aufwendungen festzuhalten, so daß der Baubetrieb auf Grund des Arbeitsplanes und des Arbeitsverzeichnisses sowie auf Grund der ihm zur Verfügung gestellten Zeichnungen die Fertigung aller ihm übertragenen Bauarbeiten restlos vornehmen kann.

Alle Kosten, die eine bestimmte Bauarbeit, also ein bestimmter Kostenträger erfordert, gehören zu den unmittelbaren Kosten, in erster Linie also die für einen Kostenträger unmittelbar aufgewendeten Materialkosten (Fertigungsmaterial) und Bearbeitungslöhne (Fertigungslöhne). Diese Kosten können unmittelbar auf dem Auftragszettel oder der Auftrags-

Ziel einer richtigen Selbstkostenberechnung sein, die mittelbaren Kosten nach Möglichkeit einzuschränken.

Die Beschaffung der Materialien, sowohl der Fertigungs- wie der Fertigungshilfs- und der Betriebsmaterialien, sowie auch die der Betriebsmittel ist eine kaufmännische Tätigkeit und erfolgt daher durch die Geschäftsleitung. Ihre Verrechnung sowie die der Geschäftsunkosten ist somit Gegenstand der Geschäftsbuchführung. Die Betriebsmittel werden zweckmäßig in Großgeräte, Klein- und Verbrauchsgeräte unterteilt. Die Verarbeitung und Verwertung der Materialien sowie die Benutzung der Betriebsmittel ist dagegen eine technische Tätigkeit und ihre Verrechnung demnach Gegenstand der Betriebsbuchführung. Wir erhalten also jetzt folgende Gliederung der Kosten nach Kostenarten in Kostengruppen:

I. Unmittelbare Kosten.

1. Materialien
   a) Baustoffe
   b) Hilfsstoffe
   c) Betriebsstoffe
2. Löhne
   a) Fertigungslöhne
   b) Fertigungshilfslöhne
   c) Löhne für Betriebsmittel
3. Betriebsmittel
   a) Großgeräte
   b) Klein- und Verbrauchsgeräte.

II. Mittelbare Kosten.

1. Betriebsunkosten
2. Geschäftsunkosten.

Die Gliederung der Kosten nach Kostenarten bietet aber noch keine Möglichkeit, sie ohne weiteres auf die Kostenträger zu verrechnen. Hierfür ist es erforderlich, die Kosten weiter nach den einzelnen Kostenträgern zu gliedern. Diesem Zweck dienen die Verrechnungskonten in der Betriebsbuchführung, in welchen die zunächst als Gesamtposten in den Kostengruppen gebuchten Betriebsaufwendungen auf die einzelnen Kostenträger auf Grund der Materialbescheinigungen und Lohnzettel verteilt werden. Es ist also notwendig, den ganzen Baubetrieb in soviel Kostenträger zu gliedern, als dem beabsichtigten Zweck der Selbstkostenberechnung entspricht. Bei einfachen Bauarbeiten wird man mit einer weniger weitgehenden Gliederung auskommen als bei einem umfangreichen Baubetrieb.

Die Betriebsführung soll den Nachweis der Selbstkosten der einzelnen Bauarbeiten erbringen und dient somit dem Zwecke der Nachkalkulation. Sie darf aber nicht unabhängig von der Geschäftsbuchführung arbeiten, sondern beide müssen in organischem Zusammenhange stehen. Mit Rücksicht auf die Aufstellung gesonderter Monatsabschlüsse enthält sowohl die Geschäftsbuchführung wie auch die Betriebsbuchführung je ein geschlossenes Kostensystem, die durch ein Übergangskonto zusammenhängen. Hiernach ergibt sich das in vorstehendem System dargestellte Buchführungssystem, welches den Kreislauf der Baugelder schematisch darstellt:

Durch Rechtecke sind die Konten mit der Andeutung der Soll- und Haben-Seiten durch die Buchstaben S und H dargestellt. Die Verbindungslinien veranschaulichen die vorkommenden Buchungsbeziehungen, wobei aus der Richtung der Pfeile erkennbar ist, wie Belastungen und Entlastungen erfolgen. Die Linie AB teilt die gesamte Buchhaltung in Geschäfts- und Betriebsbuchhaltung.

Das Baubetriebskonto der Geschäftsbuchführung (Soll-Seite) wird mit allen für den betreffenden Baubetrieb geleisteten Kassenzahlungen und Rechnungsbeträgen oder Leihgebühren seitens der Konten Kasse, Materialien und Betriebsmittel belastet. Zu diesem Konto führt der Betrieb ein Gegenkonto, das stets mit dem ersteren übereinstimmen muß. Der Betrieb teilt nun die Belastungen dieses Hauptkontos auf und belastet mit den entsprechenden Beträgen die verschiedenen Kostengruppen, auf deren Soll-Seiten also die gesamten Aufwendungen für die Bauarbeiten erscheinen. Und diese Aufwendungen müssen jetzt auf die einzelnen Kostenträger, die einzelnen Bauarbeiten oder Grundelemente der Selbstkosten verteilt werden. Dies geschieht in den Verrechnungskonten, indem für jede einzelne Bauarbeit ein besonderes Konto angelegt und mit den auf Grund der anfallenden Material-, Lohn- und sonstigen Verteilungszettel zu verrechnenden Aufwendungen belastet wird. Auf der Habenseite der Kostengruppenkonten werden also die an die Verrechnungskonten für die einzelnen Bauarbeiten erfolgten Abgänge nachgewiesen und die Sollseiten der Verrechnungskonten weisen sämtliche für die betreffende Bauarbeit gemachten Aufwendungen auf. Die Summe dieser einzelnen Aufwendungen muß mit den Abgängen der Kostengruppenkonten übereinstimmen, die Selbstkostenberechnung muß durch die Buchführung kontrolliert werden.

Nachdem so durch die Verrechnungskonten festgestellt ist, welcher Betrag an Kosten auf die einzelnen Bauarbeiten entfällt, kann die Betriebsbuchführung die Verrechnungskonten um den festgestellten Wert der fertigen Bauarbeiten entlasten und dafür das Baukonto belasten. Der auf den Verrechnungskonten auf der Sollseite verbleibende Bestand stellt den Wert der unfertigen Bauarbeiten dar. Im Soll des Baukontos der Betriebsbuchführung erscheinen also die Einzelwerte der fertigen Bauarbeiten und auf der Habenseite kann jetzt die Entlastung für die einzelnen zur Verrechnung gelangenden Bauteile erfolgen. Diese Werte werden über das Hauptbetriebskonto auf das in der Geschäftsbuchführung geführte Baukonto übertragen und im Soll dieses Baukontos werden schließlich noch die Geschäftsunkosten verbucht, so daß hier die gesamten Selbstkosten für einen Baubetrieb erscheinen. Entlastet wird das Baukonto der Geschäftsbuchführung durch die Rechnungsbeträge für die geleisteten Arbeiten, und es gibt somit ein Sollsaldo des Baukontos den Gewinn, und ein etwaiger Habensaldo einen Verlust an. Mit den für die Rechnungsbeträge eingehenden Zahlungen wird das Baukonto wieder entlastet und das Soll der Kasse belastet, womit der Kreislauf des Kapitals, des Baugeldes, geschlossen ist.

Die Selbstkosten einer Bauarbeit setzen sich also aus den auf sie entfallenden Beträgen der einzelnen in Betracht kommenden Kostengruppen, Baustoffe B, Fertigungslöhne L, Fertigungshilfsanlagen H (Material und Löhne), Betriebsmittel M (Geräte, Material und Löhne) zusammen. Zu diesen unmittelbaren Kosten kommen die mittelbaren Kosten, die Betriebsunkosten U_b und die Geschäftsunkosten U_g, welche in der Regel als prozentuale Zuschläge p zu den unmittelbaren Kosten in Anrechnung gebracht werden. Setzt man $B+L+H+M=K$, so wird $p_b=\frac{U_b \cdot 100}{K}$ und $p_g=\frac{U_g \cdot 100}{K}$. Es werden dann die Selbstkosten:

$$S=[K(1+p_b)]\,[1+p_g]$$

und zur Berechnung des Lieferpreises L hat der Unternehmer dann noch einen Zuschlag für Risiko und Gewinn zu machen, so daß $L=S+G$.

Auf die Einzelheiten der Selbstkostenberechnung muß in Rücksicht auf den zur Verfügung stehenden Raum hier verzichtet werden, sie werden z. Zt. von der „Forschungsgesellschaft für wirtschaftlichen Baubetrieb" bearbeitet und hoffentlich in nicht zu ferner Zeit der Öffentlichkeit zur Kritik übergeben werden, damit dann ein allgemein gültiger und anerkannter einheitlicher Plan der Selbstkostenberechnung für Bauarbeiten aufgestellt werden kann.

KLEINE MITTEILUNGEN.

Praktische Arbeitszeit der Studierenden des Bauingenieurwesens.

Unter den Maßnahmen zur Reform der Technischen Hochschulen, deren Durchführung augenblicklich erwogen wird[1]), ist auch die allgemeine Einführung einer dem Studium vorhergehenden praktischen Arbeitszeit für die Dauer von etwa einem halben Jahre, die möglichst in die Zeit vom Schulschluß im April bis zum Hochschulbeginn im Oktober zu legen wäre, vorgesehen. „Eine solche praktische Arbeitszeit ist nicht nur notwendig für die praktische Vertrautheit mit den örtlichen Arbeitsverhältnissen, sondern auch unerläßlich zur Herbeiführung eines genügenden Verständnisses der Arbeiterverhältnisse im Sinne der Milderung der späteren Gegensätze und Mißverständnisse." Das Bedürfnis nach einer solchen praktischen, handwerksmäßigen Tätigkeit wird wohl allgemein anerkannt, die Schwierigkeit der Durchführung liegt aber in der Unterbringung der Studierenden in den entsprechenden Unternehmerbetrieben. Erfreulicherweise ist nach dieser Richtung bereits der erste Schritt getan. Der „Deutsche Beton-Verein" hat auf seiner letzten Hauptversammlung in Berlin zu dieser Frage Stellung genommen und hat beschlossen, auf seine Mitglieder dahin einzuwirken, daß sie Studierende in ihre Betriebe einstellen und dort bei den verschiedenen Arbeiten mitarbeiten lassen, wobei diese in die Arbeitskolonnen mit einzustellen sind und sich den Arbeitsordnungen an der Baustelle einzufügen haben. Es soll ihnen aber auch eine gewisse Entlohnung gewährt werden. Das Beispiel des „Deutschen Beton-Vereins" findet hoffentlich Nachahmung bei den anderen Unternehmerorganisationen. Für die Deutsche Gesellschaft für Bauingenieurwesen würde es eine dankenswerte Aufgabe sein, bei der Reglung dieser Frage einzugreifen.

[1]) Vergl. die Ausführungen von Prof. Aumund, dem Dezernenten im preuss. Minist. f. Kunst, Wissenschaft und Volksbildung, Zeitschrift d. V. D. J. 1921 Nr. 6.

Schriftleitung: Reg.-Baumeister Fr Eiselen, Berlin-Lichterfelde, Karlstr. 99. — Verlag von Julius Springer in Berlin W. — Druck von H. S. Hermann & Co. in Berlin SW.

MITTEILUNGEN
der
DEUTSCHEN GESELLSCHAFT FÜR BAUINGENIEURWESEN
Schriftleitung: Regierungs-Baumeister Fr. Eiselen. Berlin-Lichterfelde, Karlstraße 99. Telephon: L. 1040.
(Geschäftsstelle der Gesellschaft: Berlin NW. 7, Sommerstraße 4a. Tel.: Centrum 15207—15212).

2. Jahrgang | 30. April 1921 | Nr. 8

NORMUNG IM BAUWESEN.

Der heutige Stand der Entwicklung der Breitflansch-Träger.

Von Dr.-Ing. R. Sonntag, Privatdozent in Berlin.

Man begegnet im Schrifttum häufig unzutreffenden Ausführungen über unsere Breitflanschträger. Eine solche den Tatsachen nicht entsprechende Darstellung findet sich auch in dem Aufsatz „Die Normung im Bauwesen" des Herrn Professor Dr.-Ing. Gehler in Nr. 6 der Mitteilungen vom 31. 12. 20. Er spricht auf S. 23 von der „zügellosen Entwicklung der Breitflanschträger in den letzten Jahrzehnten, für die in Deutschland infolge der schrankenlosen Willkür bei der Festlegung der Querschnitte mindestens 6 verschiedene Reihen im Handel sind". Es wird als Aufgabe des Arbeitsausschusses für Walzprofile im N. D. I. (Obmann Dr.-Ing. Fischmann) bezeichnet, „gegenüber diesem verwilderten Zustande Einheit und Ordnung zu schaffen".

Da diese, für die heutigen Verhältnisse durchaus unzutreffende Darstellung von einer bezüglich des Normungsgebietes autoritativen Stelle ausgeht, erscheint es zur Klarstellung angebracht, die tatsächliche Entwicklung der Breitflanschträger hier kurz zu kennzeichnen, wobei im einzelnen auf meine Forschungsarbeit über I-Eisen[1]) verwiesen sein mag.

Das Formeisenheft 1905 der Differdinger Hütte brachte die Breitflanschträger B 18 bis B 75 mit 9 vH Flanschneigung. Zu Anfang des Krieges war der Markt der Breitflanschträger bereits wesentlich reichhaltiger. Es wurden von der Differdinger Hütte die auf dem Universalwalzwerk hergestellten Träger B 18 bis B 100 und Bd 18 bis Bd 100, von dem Thyssenschen Stahlwerk Hagendingen und desgl. von der Adolf-Emil-Hütte in Esch, einer Abteilung des Aachener Hüttenvereines, die auf dem Kaliberwalzwerk hergestellten Träger B 18 bis B 75 vertrieben, außerdem kündigte die Burbacher Hütte schon in ihrem Formeisenheft 1910 die Träger B 18 bis B 26 an. Alle diese B-Träger weisen die Differdinger Abmessungen auf. Ansätze zu Verschiedenheiten waren nicht vorhanden. Die Bd-Träger lieferten den Beweis, daß das Universalwalzwerk in walztechnischer Hinsicht bezüglich geringer Stegstärke zu stellende größte statische Anforderungen noch zu übertreffen vermag.

Zur Zeit sind die Breitflanschträger mit geneigten Flanschflächen alle wieder vom deutschen Markte verschwunden: Differdingen gab seine B- und Bd-Träger schon während des Krieges zugunsten seiner parallelflächigen Träger DiP 14 bis DiP 100 auf. Hagendingen und Esch gerieten inzwischen unter französischen Einfluß und Burbach wird seine Breitflanschträger voraussichtlich dort nicht mehr herstellen. Es braucht deswegen aber nicht angenommen zu werden, daß die jetzt ausgefallenen Träger nicht wieder auf dem Markt erscheinen würden. Vielmehr dürften die Kaliberwalzwerke deren Herstellung weiter im Auge behalten. Es ist aber zu wünschen, daß die Träger bei einem Wiederauftauchen nicht mehr eine Flanschneigung von 9 vH, sondern entsprechend dem bei [-Eisen üblichen Werte nur eine solche von 8 vH aufweisen.

Regelrecht parallelflächige Breitflanschträger von rund 200/200 bis 650/300 wurden zwar schon in dem Formeisenheft 1912 des Aachener Hüttenvereins in Rothe Erde angekündigt und sollten nach einem besonderen Verfahren gewalzt werden, doch ist dies bisher nicht geschehen. Außerdem steht das Werk z. Zt. unter französischem Einfluß. Die Rombacher Hüttenwerke verfolgen schon seit Jahren die Herstellung von regelrecht parallelflächigen Breitflanschträgern nach den Sackschen Universalwalzverfahren, kamen aber erst gegen Ende des Krieges zu brauchbaren Ergebnissen. Ein Vertrieb von Trägern hat jedoch noch nicht stattgefunden. Heute steht das Rombacher Walzwerk gleichfalls unter französischem Einfluß. Die Rombacher Hüttenwerke können somit einstweilen ihre Bestrebungen in Ermangelung einer geeigneten Walzwerkanlage nicht weiter fortsetzen.

Dagegen brachte während des Krieges das Formeisenheft 1915 des Peiner Walzwerks die ersten teilweise parallelflächigen Breitflanschträger. Sie wurden auf dem Universalwalzwerk hergestellt. Es handelte sich in der Hauptsache um 4 Reihen: die P- und Pd- und als deren unmittelbare Fortsetzung die Pa- und Pad-Reihen mit 30 cm Flanschbreite in Anlehnung an die früheren B- und Bd-Reihen und die Pb- und Pbd-Reihen als neue Formen mit 38 cm Flanschbreite. Diese Peiner Reihen stellten allerdings einen sehr großzügigen Aufbau des Gedankens der Breitflanschträger dar, und man kann heute nicht sagen, welche Entwicklung ihnen bei einem anderen Ausgange des Krieges beschieden gewesen wäre. Zu einer Walzung der Peiner dünnstegigen und der Pb-Träger ist es nicht gekommen. Immerhin hat sich Peine das Verdienst erworben, uns die Entwicklungsrichtung anzugeben, deren die Breitflanschträger fähig sind.

Da Peine seinen neuen Trägern durch den Schrägflächenübergang an den inneren Flanschflächen eine besondere und geschützte Eigentümlichkeit verlieh, war es weiter nicht überraschend, daß auch die anderen Walzwerke, die sich damals schon mit dem Gedanken einer Herstellung parallelflanschiger Träger auf dem Universalwalzwerk beschäftigten, in gesundem freien industriellen Wettbewerbe zunächst gleichfalls eine entsprechende Sonderform anstrebten, zumal deren Zweckmäßigkeit wissenschaftlich begründet wurde. So wählte Differdingen bei teilweiser Parallelität der Flansche einen Parabel- und Rombach einen Korbbogen-Übergang. Unter einer verspäteten Nachwirkung des Eindrucks dieser Entwicklung vom Jahre 1916 scheint Herr Gehler seine oben angegebenen Ausführungen geschrieben zu haben.

Welche Stellung der Arbeitsausschuß für Walzprofile im N. D. I. zu der Frage z. Zt. einnimmt, ist uns nicht bekannt. Die frühere Stellung seines Obmannes Herrn Dr. Fischmann geht aus dessen 1916 erschienenem Buch[2]) „Die Normalprofile für Formeisen, ihre Entwicklung und Weiterbildung" hervor. Dort sagt er auf S. 79, daß die Breitflanschträger den I-NP-Trägern „mehr als nötig einen ziemlich starken Wettbewerb" machten und anderseits ebenda: „Der Schaffung einer einheitlichen Reihe der Breitflanschträger stehen somit unüberwindliche Schwierigkeiten entgegen."

Dem war jedoch nicht so: Es wären nicht so viele Walzwerke unter Aufwendung erheblicher Unkosten zur Herstellung von Breitflanschträgern übergegangen, wenn dies nicht einem wirtschaftlichen Bedürfnis entsprochen hätte. Nachdem weiter durch statische Untersuchungen und auf dem Versuchswege der Nachweis erbracht worden war, daß eine besondere Verstärkung der Flansche am Stege nicht notwendig sei, verschwanden die verschiedenen besonderen Übergangsformen alsbald wieder von der Bildfläche. Man sah außerdem ein, daß die Stege der dünnstegigen Eisen zu schwach gewesen waren und im November 1918 einigte sich auf Betreiben des Herrn Generaldirektor Dr.-Ing. E. h. Vögler-Dortmund Differdingen mit Peine auf eine gemeinsam aufgestellte regelrecht parallelflächige Reihe mit nur einer Stegstärke. Differdingen stellte sie als Träger DiP 14 bis DiP 100 her, geriet aber dann auch unter französischen Einfluß. Somit wird die parallelflanschige Einheitsreihe z. Zt. nur noch von Peine hergestellt, und zwar in dem aus der nachstehenden Tabelle ersichtlichen Umfange als Träger P 16 bis P 60. Die Abmessungen der Reihe sind aus der Zahlentafel ersichtlich. Sie wurde auch bereits in meiner Forschungsarbeit veröffentlicht.

Das wirkliche Bild des heutigen Standes der Entwicklung der Breitflanschträger in Deutschland ist somit im Gegensatz zu der Gehlerschen Darstellung folgendes: Wir haben bereits nur noch eine einzige breitflanschige Reihe, sie braucht also nicht erst neu geschaffen zu werden, zumal zu hoffen steht und anzunehmen ist, daß alle Walzwerke, die die Herstellung breitflanschiger Träger neu oder wieder aufnehmen sollten, schon ganz von selbst bei zunehmender Anerkennung des Normungsgedankens dann die gleichen einheitlichen Abmessungen wählen werden. Und zwar würde sich die Einheitlichkeit der Flanschstärke für Universalwalzwerke auf den parallelen Teil des Flansches und für Kaliberwalzwerke auf die mittlere Stärke des Flansches mit innerer Neigung beziehen. Weiter läßt sich eine Vereinheitlichung der Breitflanschträger nicht treiben, denn die Walzwerke können mit Rücksicht auf bestehende Patente nicht alle nach einem Verfahren walzen.

Folgende drei Punkte verdienen im Zusammenhang mit der Frage der Breitflanschträger noch betont zu werden: 1. Es erscheint notwendig, daß neben schmalflanschigen I-Eisen auch noch breitflanschige vorhanden bleiben. — 2. In unsicheren Zeiten erscheint es verfehlt, sich auf zu eng gezogene I-Normen festzulegen. Besser ist ein vereinigter Normungs- und Typungsplan, der bei grundsätzlicher Bindung der Formen doch noch freie Entwicklungsmöglichkeiten offen läßt. Vergl. z. B. Abb. 83 in meiner Forschungsarbeit und Abb. 1 in Z. d. V. d. I. 1920, S. 712. — 3. Es erscheint unzweckmäßig, mit der I-Eisen-Normungsarbeit zu lange zu warten, da bei einer Besserung der Geschäftslage die Walzwerke ihre neuen Pläne schon ausgearbeitet haben werden. Sie müssen daher schon vorher praktische Fühlung mit dem N. D. I. bekommen.

---

[1]) Erschienen 1920 als Heft 225 der „Forschungsarbeiten auf dem Gebiete des Ingenieurwesens" im Verlag des V. D. I.

[2]) Im Verlag Stahleisen m. b. H., Düsseldorf; vgl. Z. d. V. d. I. 1917 S. 171.

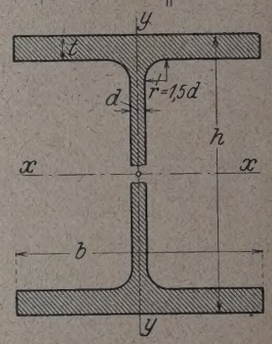
Breit- und parallelflanschige Peiner Träger-Walzplan 1920, umfassend die I-Träger P 16 bis 60.
Trägerhöhen: 16 bis 60 cm; Flanschbreiten: 16 bis 30 cm.
Die Innenkanten der Flansche fallen nicht scharfkantig aus.

Träger Nr.	Abmessungen					Querschnitt	Gewicht	Trägheitsmomente		Widerstandsmomente		Nutzungsgrad n^{W_x}	Träger Nr.
	Höhe	Breite	Flanschdicke	Stegdicke	Halbmesser								
	h mm	b mm	t mm	d mm	r mm	F cm²	G kg/m	J_x cm⁴	J_y cm⁴	W_x cm³	W_y cm³	$\frac{W_x}{F}$	
16	160	160	14	9	14	58,4	45,81	2634	958	329	120	5,6	16
18	180	180	14	9	14	65,8	51,62	3833	1363	426	151	6,5	18
20	200	200	16	10	15	82,7	64,94	5952	2136	595	214	7,2	20
22	220	220	16	10	15	91,1	71,54	8052	2843	732	258	8,0	22
24	240	240	18	11	17	111,3	87,39	11686	4152	974	346	8,8	24
25	250	250	18	11	17	116,0	91,08	13218	4692	1064	375	9,2	25
26	260	260	18	11	17	120,7	94,77	15050	5278	1158	406	9,6	26
28	280	280	20	12	18	143,6	112,71	20722	7324	1480	523	10,3	28
30	300	300	20	12	18	154,0	120,87	25759	9007	1717	600	11,1	30
32	320	300	22	13	20	171,3	134,48	32249	9910	2016	661	11,7	32
34	340	300	22	13	20	173,9	136,52	36942	9910	2173	661	12,5	34
36	360	300	24	14	21	191,5	150,30	45122	10813	2507	721	13,1	36
38	380	300	24	14	21	194,3	152,50	50949	10813	2682	721	13,8	38
40	400	300	26	14	21	208,5	163,68	60642	11714	3032	781	14,5	40
42½	425	300	26	14	21	212,0	166,43	69483	11714	3270	781	15,4	42½
45	450	300	28	15	23	231,6	181,84	84223	12619	3743	841	16,2	45
47½	475	300	28	15	23	235,4	184,78	95122	12620	4005	841	17,0	47½
50	500	300	30	16	24	255,3	200,44	113177	13525	4527	902	17,7	50
55	550	300	30	16	24	263,3	206,72	140342	13527	5103	902	19,4	55
60	600	300	32	17	26	288,9	226,80	180829	14435	6028	962	20,9	60

Erwiderung von Prof. Dr.-Ing. Gehler, Dresden.

Auch nach den Darlegungen von Herrn Dr.-Ing. Sonntag betrachte ich die Entwicklung der Breitflanschträger in den letzten Jahrzehnten als ein Beispiel dafür, wie durch Unterlassung einer notwendigen Normungsarbeit für den Verbraucher unbefriedigende Zustände geschaffen werden. Tatsächlich waren bis etwa gegen Kriegsende mindestens 6 verschiedene Reihen von Breitflanschträgern im Handel oder wurden wenigstens in den Profilbüchern angeboten. So sehr auch die Abweichungen in den einzelnen Reihen durch walztechnische Bedingungen und durch Patente begründet sein mögen, für den Konstrukteur bedeutet diese übergroße Mannigfaltigkeit zweifellos eine Erschwernis und muß von ihm als „Verwilderung" empfunden werden.

Da durch die Kriegsfolgen unsere stolzesten Walzwerke, wie Differdingen, Rombach, Burbach, Esch und Rothe Erde für die Belieferung des unbesetzten deutschen Gebietes zurzeit kaum in Betracht kommen und nur das Peiner Walzwerk uns verbleibt, so ist wohl augenblicklich, vielleicht aber nur vorübergehend, diesem Zustand ein Ende bereitet. Hierdurch wird allerdings die Normungsarbeit der deutschen Breitflanschträger augenblicklich sehr vereinfacht werden. Ich stimme daher mit Herrn Dr. Sonntag in dem dringenden Wunsche überein, daß der Arbeitsausschuß für Walzeisen im N. D. I. die Normung der Breitflanschträger dringlich in Angriff nimmt und erledigt. Die Mitteilung über interne Verhandlungen zwischen Differdingen und Peine sind den Verbrauchern und wohl auch dem größten Teile der nicht unmittelbar beteiligten Walzwerke naturgemäß unbekannt geblieben. Wenn solche Vorarbeiten der Normung tatsächlich vorliegen, werden sie ja unseren Vereinheitlichungsbestrebungen zugute kommen. W. Gehler.



ZUR ÄSTHETIK DER INGENIEURBAUWERKE.

Von Dr.-Ing. Werner Lindner, Berlin.

Die gute Gestalt und Wirkung von Bauwerken schlechthin beruht auf unumstößlichen Gesetzen. Diese wurden in kulturell hochstehenden Zeiten, je nachdem unbewußt oder bewußt, ebenso vom Handwerk wie von den hervorragenden Künstlern befolgt. Die Gesetze hatten durch Jahrhunderte und Jahrtausende Allgemeingültigkeit, solange sich die Baukunst noch nicht wie heute nach Sondergebieten auf Spezialfachleute ohne innerliche Berührung derselben untereinander verteilte. Etwa seit dem Abbruch einer gesunden Kulturentwicklung, die trotz mancher fremden, zu Veräußerlichung und Formalismus treibenden Einflüsse auch in Deutschland noch weit in das 19. Jahrhundert hinein andauerte, hat indes der Ingenieurbau nach Baustoff, Technik und Aufgabe so Neuartiges zu lösen gehabt, daß er verhältnismäßig nur kurze Zeit eine Verschleierung und Verbrämung der organisch sich ergebenden Gestalt seiner Werke in stilistisch-ornamentalen und sonstigen hergeliehenen Architekturformen mitmachte. Bald fühlte er sich berechtigt, seine ästhetischen Gesetze selbst zu suchen. Er fand sie anscheinend auch. Der Glaube an das Recht zu solchen neuen Wegen, ausschließlich an die selbstverständliche „Zweckform" ohne irgend einen Seitenblick auf nachbarliche Erscheinungen, wurde um so stärker, je eindrucksvollere, bestechendere Wirkungen sich aus neuartigen Aufgaben fanden.

Es hat denn auch Leute gegeben, die einen scharfen Strich zwischen Hausbau und Ingenieurbau zogen. Zwar verlangten sie von jedem neuen Haus und jeder neuen Siedlung, daß sie sich der städtebaulichen Nachbarschaft in Art, Form und Farbe und auch der Landschaft organisch einzufügen hätten. Industriebauten aber sahen sie als etwas Besonderes an, das sich um seines Selbstzwecks willen über solche, mehr oder minder womöglich „sentimentale" Rücksichten hinwegsetzen dürfte und gar müßte.

Da ist die Frage aufzuwerfen: hat das Zeitalter des ungeheuren zivilisatorischen Fortschritts in dieser Hinsicht tatsächlich mit neuen Aufgaben auch neue Gesetze gebracht, oder erklärt sich die Unstimmigkeit in Meinungen der Männer vom Fach und in der Wirkung mancher ihrer baulichen Leistungen nur daraus, daß eigentliche Kultur und äußere, technische Entwicklung sich noch nicht im rechten Gleichschritt finden konnten?

In seinem Buch „Grundlagen für das Bauen in Stadt und Land"[1]) sagt Steinmetz etwa: Jeder Bauaufgabe liegen gleichmäßig gewisse wirtschaftliche, bauliche und schönheitliche Forderungen zugrunde, die in untrennbarem Zusammenhange stehen. Soll die Aufgabe gut nach jeder Richtung gelöst werden, so muß ein bestimmtes Maß jeder dieser Forderungen erfüllt und ein harmonischer Einklang derselben erkannt werden; dieser ist nicht von der Willkür irgend einer Auffassung abhängig, sondern bestimmt sich sachlich aus der Aufgabe.

Hier soll ja im besonderen von dem Schönheitlichen die Rede sein. Es ist weniger ein gewisser Flächenschmuck in irgendwelchen altgewohnten oder auch neuartigen Linien und Formen, der verhältnismäßig belanglos ist und sich, wird er überhaupt angewandt, dem

[1]) Das Buch erscheint demnächst bei Georg D. W. Callwey, München.

Organismus des Ganzen um so besser einpaßt, je mehr er von einem künstlerischen Können eingegeben ist. Das Organische, bei dem die Wirtschaftlichkeit und die aus dem Werkstoff gegebene Bauweise und Konstruktion selbstverständlich den Ausschlag geben, ist also mit diesen beiden selbst noch keineswegs erschöpft. Als drittes, unentbehrliches und ebenbürtiges Haupterfordernis kommt eine gewisse künstlerisch-schöpferische Grundauffassung hinzu. Nicht als etwas das Werk um jeden Preis Verteuerndes, von Kostbarkeit der Werkstoffe oder der Flächenbehandlung Abhängiges, sondern von vornherein als ein schönheitliches Grundelement, das Platzwahl, Materialwahl, Körperform, Grundriß und Raumfolge mitbestimmt, soweit der Begriff „Raum" auch beim Ingenieurwerk Geltung hat, und ebenso die Rücksicht auf die Umgebung, aus der sich die Erscheinung des Ganzen im städtebaulichen oder landschaftlichen Nah- und Fernbild ergibt.

Das Ideal im Sinne dieser Voraussetzung, für die übrigens Steinmetz ausgezeichnet und schlagend, auch an Ingenieurbauwerken, den Beweis führt, wäre, daß der Bauingenieur von vornherein allein aus sich den Einklang der genannten drei Forderungen erfüllte — wie gesagt, ohne Extraaufwand für „Kunst". Vielfach ist das, beispielsweise bei einigen Fabrikbauten und Eisenbrücken, in überraschendem Maße geschehen, im einen und anderen Fall so sehr, daß man einige angeklebte Äußerlichkeiten von Architektenhand nur schnell wieder beseitigt sehen möchte, damit gerade das Schöpferische aus einem Guß von der Hand des fähigen Technikers unbeeinträchtigt wirkt.

Die überwiegende Zahl der Aufgaben verlangt aber vielleicht doch das Zusammengehen des Bauingenieurs mit dem Architekten, einem Architekten voll weiser Beschränkung und Einsicht, wie das schönheitliche Problem aufzufassen ist. Auch hierfür haben wir gerade aus letzter Zeit eine erfreuliche Zahl guter Beispiele im Gegensatz zu früher, wo Auftraggeber und Techniker sich kühl die Einmischung des Hochbauers verbaten. Aber noch heute pflegt der mitschaffende Hochbauer sozusagen vor die vollendete Tatsache gestellt zu werden. Nicht nur das Wesentliche der Gesamtanlage, auch die Einzelheiten des Baukörpers oder der Baugruppe pflegen schon fertig dazustehen — fertig in diesem Sinne heißt auch der zu Papier gebrachte Entwurf, an dessen technischen Grundlinien unter keinen Umständen mehr gerüttelt werden darf. Vielleicht bleiben also noch einige Zugeständnisse mehr äußerlicher Natur. Aber gerade diese kleinen Konzessionen führen den Architekten leicht wieder auf ein falsches Gleis, so bei hohen Speichern oder sonstigen außergewöhnlichen Baukörpern etwa zu dem Mode gewordenen Mansarddach, das dann als „Heimatstil" und „Kunst" angesprochen wird. Darf der Architekt nun gar den Bau wie eine Schale um den Raum setzen, dessen knappeste Ausmaße durch eine bestimmte Folge der Maschinen und sonstiger Bedürfnisse nach Grundplan und Aufbau gegeben ist, so kann er schon von Glück sagen.

Läßt sich nicht alles zum Gestalten Gehörige in die Hand eines berufenen Ingenieurarchitekten legen, dann müssen Ingenieur und Architekt von vornherein, von der Platzbestimmung für die ganze Anlage an, Hand in Hand arbeiten. Erfolgt die Wahl des Architekten richtig, so ist er wie ein Stück Gewissen des Ingenieurs, das zwar gleichsam aus seinem Körper herausgetreten ist, aber doch seiner Seele zugehört, ist er wie ein Stück Phantasie, das der praktisch-wirtschaftlichen Seite der Aufgabe im gegebenen Ausmaß und im besten Sinne nutzbar gemacht wird. Es gibt Freundschaftsverhältnisse, bei denen der eine aus dem anderen in glücklicher Stunde ein Bestes herauslockt, das ohne den Bund vielleicht immer unter der Schwelle des Bewußtseins geschlummert hätte. Solchen Freundschaftsdienst kann der richtig gewählte Architekt an dem Ingenieurwerk leisten, wenn er eben von vornherein in den Organismus des Ganzen eingeweiht und dann auch ganz in ihn eingedrungen ist.

Werden unter dieser Annahme auch Aufgaben scheinbar sehr bescheidener Art, besonders in den stiefmütterlich behandelten, landschaftlich und städtebaulich wenig hervorragenden Gegenden, auf keinen Fall untergeordneten und einseitig gerichteten Kräften anvertraut, und bauen Ingenieur und Architekt auf die den Arbeiten innewohnenden natürlichen Voraussetzungen mit entsprechend verbundenem technischem und kulturellem Verständnis auf, so wird sich etwas Überraschendes zeigen. Die neuen Werke werden dann im allgemeinen viel mehr Wesensverwandtschaft mit vorbildlichen Beispielen längst vergangener Zeiten als bisher und verhältnismäßig wenige „originelle" Lösungen aufweisen. Die Ähnlichkeit mit Früherem ist wahrlich nicht als Altertümelei gemeint. Diese wäre ja auch ganz verfehlt, da die Fragestellung bei den Gegenwartsaufgaben sehr viel anders lautet als früher. Gebotene Materialwahl, Besonderheit des Werks und seiner Umgebung und manch anderes werden ja von selbst eine natürliche Abwechselung in die gewisse Ebenmäßigkeit der Auffassung und Wirkung bringen. Beides, Ähnlichkeit und Ebenmäßigkeit, sollte aber bewußt angestrebt werden, als Grundlage und Ausgangspunkt einer gesunden Kulturentwicklung. Diese wäre bei den Bauingenieurwerken gerade deshalb jetzt zu wünschen, weil die Bauwerke der Technik auf den verschiedensten Gebieten in Zukunft für Deutschland so eine außerordentliche Rolle spielen werden. Denken wir vergleichsweise an ähnliche, mehr oder minder schon geklärte Erscheinungen beim heutigen Kleinwohnungs- und Kleinsiedlungswesen, so steuert man dort immer mehr bewußt und zum Nutzen der Volkswirtschaft, zugleich aber auch im Sinne schlichter, würdiger Schönheit auf feste, kulturelle Grundlagen des Bauens zu. Diese Grundlagen sind für die handwerkliche wie für die hohe künstlerische Leistung gleich bedeutsam. Die Parallele sollte getrost unmittelbar auch für die Aufgaben der Ingenieurkunst angenommen und angestrebt werden! —

AUS DER FACHLITERATUR DES AUSLANDES.

I. VOM AUSBAU DER ENGLISCHEN SEEHÄFEN. (Schluß aus Nr. 5.)

Der Ausbau des neuen Hafenbeckens in Hull sieht 6 Eisenbetonspeicher mit 73 000 t Lagerfähigkeit vor, ferner einen Getreidespeicher für 40 000 t, der inzwischen vollendet und mit Elevatoren, Transportbändern usw. reichlich ausgestattet ist. Es sind 8 unterirdische Transportbänder von 960 t/h Leistung vorgesehen, so daß gleichzeitig 4 Dampfer entladen werden können.

Zur Kohlenverladung dienen Kohlenkipper und Förderbänder. Nach völligem Ausbau sollen gleichzeitig 6 Schiffe größter Art kohlen können, ohne sich gegenseitig zu behindern. Die Gesamtleistung der Kohlenanlage soll dann 5000 t/h betragen. Es sind 2 Kohlenkipper ausgeführt, die gleichzeitig ein Schiff bedienen; einer davon ist fahrbar. Die Leistung beträgt 500 t/h. Die Gleise sind so angelegt, daß für Zu- und Abgang möglichst die Schwerkraft benutzt werden kann. Die Förderbänder, die 800 t/h leisten sollen, sind erstmalig zum Kohlentransport in Hull verwendet worden. Das Förderband wird von einem versenkt liegenden Füllrumpf beschüttet, der von den Kohlenwagen mit Bodenklappen gefüllt wird. Die Bänder liegen unter Kaihöhe, so daß für die Gleise keine kostspieligen Unterbauten erforderlich sind. Sie laufen über Endrollen in 121 m Abstand. Die vorderen 21 m liegen auf einem Träger, der sich um sein hinteres Ende auf und ab bewegen kann, so daß das Förderband je nach der Bordhöhe des zu beladenden Schiffes eingestellt werden kann. Die Förderbänder in Hull haben sich so bewährt, daß sie später auch in anderen Häfen (Blyth, Middlesborough, Sunderland, Wortington usw.) eingeführt worden sind.[1]) Der Gesamtausbau des Hafenbeckens sieht 5 solcher Förderbänder vor.

Für das Güterverladegeschäft sind 53 Krane von 1,5—80 t (Schwimmkran) vorgesehen.

Die 1914 nur teilweise durchgeführte Ausstattung des Hafens mit den Verlade-Einrichtungen ist während der Kriegsjahre weiter ausgebaut worden. Außerdem sind ganz neuerdings größere Geländeflächen zu Zwecken der Öllagerung und zur Anlegung von Ölraffinerien erworben worden.

Von den übrigen Häfen am Humber sei hier gleich erwähnt, daß in dem an der Mündung des Flusses gelegenen Hafen von Grimsby die der Fischerei dienenden Anlagen noch kurz vor Kriegsausbruch eine Erweiterung erfahren hatten, die aber nicht ganz vollendet war. 1917 wurde dann die 1860 in Holz erbaute Anlage des Fischmarktes durch Feuer zerstört. Sie ist in Eisenbeton erneuert worden. Des schlechten Untergrundes wegen war die Anordnung schwererer Eisenbetonpfähle nötig. Größere Erweiterungen des Fischereihafens sind neuerdings geplant, aber noch nicht in Angriff genommen.

Vor dem Kriege bestand die Absicht, den Lauf des Humber zwischen Hull und der Einmündung des Trent zu verbessern und auch noch weiter oberhalb für den Hafen von Goole eine günstigere Einfahrt zu schaffen. Ein Gutachten mehrerer Sachverständiger hat die Herstellung einer tiefen Fahrrinne längs der Südseite des Flusses als zweckmäßige Lösung bezeichnet, um die Tidewirkung kräftiger zu gestalten. Der Plan ist aber bisher anscheinend nicht weiter verfolgt worden.

Von den südlich vom Humber an der englischen Ostküste gelegenen Häfen ist nur noch zu erwähnen, daß in Harwich an dem großen Landestege für den Kontinentalverkehr Umbauten in Eisenbeton im Gange sind; es werden dabei Pfähle von 9—17,5 m Länge und 36 . 36 cm Querschnitt eingerammt. Harwich liegt an der gemeinsamen Mündung der Flüsse Stour und Orwell. An letzterem Flusse ziemlich weit landeinwärts soll der bisherige unbedeutende Hafen Ipswich zu einem leistungsfähigen Hafen für den Verkehr mit den Nordseehäfen ausgebaut werden. Es soll dazu eine bei N.W. 5,8 m tiefe Fahrrinne gebaggert und unterhalb der alten Dockanlagen sollen neue gebaut werden, so daß Schiffe von 7,60 m Tiefgang hier einlaufen können.

Von den nördlich gelegenen Häfen kommen zunächst die am Tees gelegenen, nämlich Middlesborough und Hartlepool in Betracht. Es handelt sich hier namentlich um größere Schiffswerften, Trockendocks usw., die teils geplant, teils schon in Angriff genommen sind, in Hartlepool auch um eine Erweiterung der Hafeneinfahrt.

Im Hafen von Sunderland am Flusse Wear ist eine Vertiefung der Hafenzufahrt im Werk. Ende 1918 waren schon 6,10 m Tiefe bei N.W. Springtide erreicht. Geplant ist eine Vertiefung auf 9,14 m. Die vorhandene Brücke über den Wear soll so umgebaut werden, daß ihre Fundamente diese Vertiefung vertragen. Eine Bekohlungsanlage von 500 t/h Leistung mit Stahlförderband ist hergestellt

[1]) Siehe auch Bericht N 74 zu Abt. II, 3 Frage, Seeschiffahrt, für den XII. internat. Schiffahrtskongreß in Philadelphia.

und der Umbau der Betriebseinrichtung des alten Getreidespeichers durchgeführt. Größere Umgestaltung zur Erhöhung der Leistungsfähigkeit des Kohlenhafens Blyth am gleichnamigen Fluß sind ebenfalls schon seit 1914 im Gange. Es war hier ein 480 m langer Verladesteg mit 9,14 m Tiefe bei N.W., 13,7 m bei H.W. am offenen Strom erbaut worden. Das Schwerkraftsystem ist hier auch zur Anwendung gekommen, desgleichen sind besondere Einrichtungen gegen den Bruch der Kohle getroffen worden. Weitere Umgestaltungen des Hafens wurden durch den Krieg unterbrochen und sind erst jetzt wieder aufgenommen worden.

Für den schottischen Hafen Leith an der Mündung des Firth of Forth waren größere Pläne in Aussicht genommen, bisher ist aber nur eine Erweiterung und Verbesserung der Einfahrt zur Ausführung gebracht. Im übrigen ist nur eine Verbesserung der Ausrüstung im Gange. Im Hafen von Dundee am Tay sind dagegen sowohl neue Dockanlagen wie neue Kaianlagen am offenen Strom im Bau.

Im Anschluß hieran sei erwähnt, daß schon 1903 in Rosyth die Schaffung einer neuen Flottenbasis vorgesehen, aber erst 1909 in Angriff genommen wurde. Im Anfang des Krieges ist dann noch mit besonderer Kraft hieran gearbeitet worden. Es ist ein Dock von 22,25 ha Fläche vorgesehen mit tiefer Einfahrt, so daß große Schiffe bei jedem Wasserstand einlaufen können. Die Anlage umfaßt ferner 3 Trockendocks von 228 m Länge, 33,5 m Breite. Durch eine mächtige in monolithischer Betonkonstruktion zu errichtende Mauer sollen dem Meere 121 ha Fläche für die Wertftanlagen abgewonnen werden. Anfang 1915 waren bei diesen Arbeiten etwa 3000 Mann beschäftigt. Über ihre spätere Förderung geben die Berichte keine Auskunft.

Zu den 6 bedeutendsten Häfen gehört auch der von Glasgow am Clyde an der schottischen Westküste. In Glasgow selbst sind hauptsächlich Wiederherstellungsarbeiten an älteren, baufällig gewordenen Anlagen in den letzten Jahren ausgeführt worden bzw. noch im Gange. So ist vor 3 Jahren eine vor 50 Jahren auf zylindrische Brunnen gegründete Kaimauer jetzt durch Gründung auf Luftdruckkaissons erneuert worden. Auf diese bauen sich Betonpfeiler auf, zwischen die Wände eingeschoben sind. Das Ganze ist mit einer Eisenbetonplattform abgedeckt. Die neue Mauer wird gegen den Fluß erheblich vorgeschoben, um Raum für tiefere Schuppenanlagen zu gewinnen. Längs der neuen Mauer ist die Wassertiefe von 6,10 auf 7,60 m bei N.W. gebracht. An einem anderen Kai ist die Ufermauer auf Beton zwischen Spundwänden gegründet und so bis über N.W. hochgeführt. Die vordere Spundwand ist aus Pitchpine, die hintere aus Eisen. Die Mauer wurde in Abschnitten hergestellt, die eiserne Wand nach Fertigstellung des Abschnittes herausgezogen und im nächsten wieder verwendet. An anderer Stelle wurden bisher hölzerne Uferschalungen durch Beton ersetzt.

Während des Krieges ist auch die Ausrüstung des Hafens vervollständigt und der Druckwasserbetrieb größtenteils durch den elektrischen ersetzt worden. Das gilt auch von den Einrichtungen zur Erzverladung im Dock von Rothesay. Zur Bedienung der Getreidespeicher ist anderseits ein pneumatischer Elevator von 100 t/h Leistung neu beschafft. Die Exhaustorpumpen sind nach dem Turbotyp gebaut und werden auch elektrisch angetrieben.

Bei Stobcross unterhalb Glasgow soll eine neue Brücke über den Clyde geführt werden mit beweglicher Durchfahrt und mit 5,5 m Höhe der Unterkante Konstruktion der festen Brücke über Kaihöhe.

Die Hafenverwaltung hat kürzlich die Genehmigung erhalten zu neuen Anlagen am Südufer der Clyde in Shieldhall und Renfrew. In Shieldhall soll ein Hafenbecken für die größten den Clyde befahrenden Schiffe erbaut werden. Die Hafenverwaltung besitzt an diesem Ufer noch 3,8 km verwertbare Länge. Auch in Greenock sind Verbesserungen geplant.

Von den englischen Häfen an der Westküste sei die Hafengruppe am Severn bzw. Bristol-Channel, die Bristol selbst, Avonmouth, Newport, Cardiff, Barry umfaßt, also die Hauptkohlenhäfen von Süd-Wales, hier noch etwas näher besprochen.

Der Hafen von Bristol hat im Jahre 1918 einen Zuwachs von 8,5 ha Wasserfläche und 1,46 km Kailänge erfahren, außerdem sind die Anlagen für Öllagerung vergrößert und es ist ein neuer Getreidespeicher von 17 000 cbm Inhalt hinzugekommen. Der Bau von Transitschuppen, Arbeiten zur Verbesserung des Leichterverkehrs usw. sind noch im Gange.

Bedeutender sind die Ausführungen der letzten Jahre in Avonmouth, dem Vorhafen von Bristol. Hier sind am Royal-Edward-Dock in östlicher und westlicher Richtung Arme angefügt, von denen der östliche mit 1,5 km Kailänge fertiggestellt ist, der andere sich im Bau befindet. Die Kosten dieser Neuanlagen sind auf 1,33 Millionen £ veranschlagt gewesen. Es gehören dazu bedeutende Erweiterungen der Kühlhäuser, deren Fassungskraft auf 22 000 cbm steigt. Ferner ist ein neuer Getreidespeicher von 20 000 t Lagerfähigkeit hinzugekommen und es sind 2 schwimmende Getreideelevatoren von 180 bzw. 120 t/h Leistung in Betrieb gesetzt. Die Zahl der vorhandenen Schuppen ist außerdem vermehrt und ein 35-t-Schwimmkran mit 16 m langem Ausleger geschafft.

Newport ist der natürliche Hafen für den Kohlenumschlag der Gruben im östlichen Teil von Wales. Es sind über ihn in den letzten Jahren vor dem Kriege 7 Millionen t jährlich verschickt worden. Der Hafen liegt etwas landeinwärts nahe der Mündung des in den Bristol-Channel mündenden Flusses Usk. Von 1910 an sind umfangreiche Erweiterungsbauten ausgeführt worden, die im Jahre 1919 durch Eröffnung der neuen Einfahrt in die Dockerweiterung ihren Abschluß gefunden haben[1]). Der Kostenaufwand dafür beträgt 2 Millionen £. Durch die Erweiterung ist die Wasserfläche des Docks auf 38,9 ha gebracht. Die neue Eingangsschleuse hat 335 m Länge bei 30,5 m Weite und 6,1 m Tiefe des Außendrempels bei N.W., 13,7 m bei H.W. Springtide. Die Schleusenkammer wird durch 3 Torpaare in 2 Abschnitte von 183 und 122 m Länge zerlegt. Bis zur Einfahrt in das Dock ist der Fluß auf 3,8 km Länge in 198 m Breite entsprechend ausgebaggert worden. Das Dock ist mit Einrichtungen versehen, die ein Einpumpen von 45 000 cbm/h Wasser gestatten, um die normale Tiefe von 9,14 m zu erhöhen. Es sind 2 neue Kohlenaufzüge 1919 in Betrieb genommen worden, während ein dritter vor seiner Vollendung steht. Einer von ihnen hat 21 m Hubhöhe über dem Kai und dürfte damit der höchste in England sein. Der Hafen ist mit elektrischen Betriebseinrichtungen zur Unterstützung der Druckwasseranlagen ausgestattet worden.

Im Hafen von Cardiff sind namentlich Erweiterungen und Verbesserungen an den Kohlenverladeeinrichtungen im Bute-Dock vorgesehen, die bisher 6 Millionen t jährlich leisteten. Die neuen Anlagen sollen die Leistungsfähigkeit verdoppeln. Die Arbeiten haben sich durch den Krieg verzögert. Dagegen sind im Ostdock in Cardiff 3 neue Kohlenkipper aufgestellt worden, 4 weitere geplant. Eine neue Einfahrt ist erbaut worden, eine schwimmende Landebrücke angelegt usw. Auch der Bau eines größeren Trockendocks war vor einigen Jahren schon vorgesehen, ist aber zunächst zurückgestellt worden.

In den Barry-Docks ist 1915 mit der Aufstellung von 5 weiteren Kohlenkippern angefangen worden, die, nach der üblichen Bauweise von Armstrong, Withworth & Co. erbaut, für Barry einen neuen Typ darstellen. Der direkte Antrieb durch Druckwasserkolben ist hier durch Hebung der Bühne mittels oben über Rollen geführter Drahtseile erfolgt, die aber wieder mittels Druckwasserkolben angetrieben werden. Die Hebebühne hat 30 t Tragfähigkeit, jeder Hub kann also 20 t Kohle befördern. Die Hubhöhe ist 18,3 m. Ein am Kipper angebrachter kleiner Drehkran bedient die Schütrinne. 2 Kohlenkipper sind feststehend, 3 beweglich, so daß je 2 auf einmal in die Luken desselben Schiffes verladen können. Die Fertigstellung der Kohlenkipper hat der Krieg verzögert. Die Leistungsfähigkeit des Docks wird durch die Anlage um 1 Million t erhöht.

Zum Schluß noch einige Angaben über die Häfen an der Südküste. In Plymouth wird die Frage z. Zt. erwogen, ob nicht ein Teil der Werftanlagen der Marine für Handelszwecke jetzt verwendet werden könnte, um die Anlage eines früher geplanten Handelshafens im Cattewater zu ersparen. Für den Hafen von Poole, der zu den besten an der Südküste gehört, wird die Anlage eines Fluthafens erwogen, der für Schiffe bis 7,93 m Tiefgang zugänglich gemacht werden soll. Es sind Kaistrecken von im ganzen 2,4 km Länge in Aussicht genommen, von denen zunächst 1,06 km hergestellt werden sollen. Für den Hafen von Southampton sind wesentliche Einrichtungen nicht vorgesehen oder in Ausführung. Nur ein größerer Wendeplatz für Passagierdampfer und die Anlage eines großen Trockendocks ist in Angriff genommen, da auch das größte vorhandene Dock in Southampton für das Bedürfnis der Überseelinien, die hier ihr Ende haben, nicht mehr ausreicht. Über den Hafen von Portsmouth ist auch nichts zu bemerken, doch wird der Versuch gemacht, den Plan eines Handelshafens in Langstone wieder aufzunehmen. Die Kaufmannschaft in Portsmouth hat sich sehr dafür ausgesprochen.

Der Hafen von Dover ist bekanntlich in seiner jetzigen Form erst 1912 fertig geworden. Die Anlage besteht aus einem Außenhafen von 247 ha Wasserfläche, der von 2 Molen eingefaßt wird, während ein dritter Wellenbrecher quer vorgelagert ist, so daß 2 Einfahrten von etwa je 250 m Breite verbleiben. Quer über die Einfahrt verläuft eine sehr starke Strömung, so daß die Einfahrtsverhältnisse wenig günstig sind. Es war in Aussicht genommen, daß der transatlantische Postverkehr von Dover ausgehen sollte, der Hafen hat aber infolge der Schwierigkeiten der Strömungsverhältnisse die Erwartungen nicht erfüllt. Die Ausgestaltung zu einem Handelshafen, der von der Stadt Dover erstrebt wird, ist von der Admiralität bisher nicht gebilligt worden, die Dover in erster Linie als Flottenbasis betrachtete. Im „Engineer" wird die Vermutung ausgesprochen, daß jetzt nach dem Kriege sich diese Anschauung vielleicht ändern werde. Es wird der Plan verfolgt, den inneren Hafen jetzt so umzugestalten, daß das offene Tidebecken in ein geschlossenes Dock von 10,5 ha Fläche und 9,14 m Tiefe umgewandelt wird, außerdem ist beabsichtigt, die Hafendämme zu Ladezwecken weiter auszubauen. Wie weit diese Absichten zur Verwirklichung kommen werden, steht dahin. —

Das ist im wesentlichen das, was nach den vorliegenden Berichten über die Arbeiten in den englischen Häfen während des Krieges und nach ihm bekannt geworden ist. Im allgemeinen hat man sich mit Rücksicht auf die ungewöhnlich schwierigen Verhältnisse darauf beschränken müssen, angefangene Arbeiten weiterzuführen und die vorhandenen Anlagen durch Verbesserung der Lagerräume und der maschinellen Einrichtungen leistungsfähiger zu machen. Fr. E.

[1]) Vgl. Bericht mit Lageplan in „The Engineer" 17. Juli 1919.

Schriftleitung: Reg.-Baumeister Fr. Eiselen, Berlin-Lichterfelde, Karlstr. 99. — Verlag von Julius Springer in Berlin W. — Druck von H. S. Hermann & Co. in Berlin SW.

MITTEILUNGEN
der
DEUTSCHEN GESELLSCHAFT FÜR BAUINGENIEURWESEN
Schriftleitung: Regierungs-Baumeister Fr. Eiselen. Berlin-Lichterfelde, Karlstraße 99. Telephon: L. 1040.
(Geschäftsstelle der Gesellschaft: Berlin NW. 7, Sommerstraße 4 a. Tel.: Centrum 15207—15212).

2. Jahrgang 15. Mai 1921 Nr. 9

ÜBER DIE BERÜCKSICHTIGUNG DES SPANNUNGSWECHSELS BEI DER QUERSCHNITT-BEMESSUNG IM EISENBAU.

Von Prof. Dr.-Ing. W. Schachenmeier, München.

(Die nachstehenden Ausführungen sind veranlaßt durch eine Anfrage des „Normenausschusses der deutschen Industrie" an die „Deutsche Gesellschaft für Bauingenieurwesen", die diese dem Verfasser zur Beantwortung überwiesen hat. Ging die Anfrage auch von einer für Ingenieurbauten nicht ganz zutreffenden Voraussetzung aus, so gab sie doch die Anregung zu einer kritischen Prüfung und Vergleichung verschiedener bestehender Vorschriften auf diesem Gebiet, die das dringende Bedürfnis einerseits nach einer Vereinheitlichung, anderseits nach einer schärferen Erfassung der zu berücksichtigenden Einflüsse erkennen läßt. Als eine wertvolle Anregung in diesem Sinne erschienen uns daher die Ausführungen der Veröffentlichung an dieser Stelle wert. Die Schriftleitung.)

A. Die gestellte Frage.

Die Anfrage des Normenausschusses sagt: „Während der Maschinenbau dem Spannungswechsel einen maßgebenden Einfluß auf die zweckmäßige Beanspruchung zuschreibt und beispielsweise für vollen Spannungswechsel zwischen + P und − P nur $^1/_3$ der für ruhende Lastung gültigen Beanspruchung zuläßt, berücksichtigt der Eisenbau im allgemeinen bei der Bestimmung seiner Stabstärken den Spannungswechsel nicht. Es bedarf der Aufklärung, warum beim gleichen Material der Spannungswechsel im Maschinenbau für dreimal so gefährlich angesehen wird als im Eisenbau." usw.

Zur besseren Verständigung über den zu erörternden Gegenstand wollen wir vorausschicken, daß „ruhende Belastung" und „Spannungswechsel" nicht die logischen Gegensätze sind, sondern daß wir zu unterscheiden haben einerseits: ruhende Belastung und dynamische Belastung; und anderseits: Spannung, die zwar veränderlich ist, aber stets gleichbleibenden Sinn behält, und Spannungswechsel, d. h. eine veränderliche Spannung, die auch ihren Sinn oder ihr Vorzeichen wechselt.

Beide, nämlich die dynamische Wirkung der Verkehrslast und der Spannungswechsel, werden meist gleichzeitig und in einer einzigen Formel berücksichtigt. Diese Vermischung zweier an sich durchaus verschiedener Einflüsse trägt keineswegs zur Förderung der Klarheit bei und ist überhaupt nur entschuldbar durch die außerordentliche Schwierigkeit des ganzen Problems und durch unsere lückenhaften empirischen Kenntnisse über das eigentliche Wesen der „Festigkeit" unserer Baustoffe.

In den siebziger und achtziger Jahren vorigen Jahrhunderts sind im Anschluß und unter der unmittelbaren Wirkung der bahnbrechenden Arbeiten von Wöhler, sodann von Bauschinger u. a. m. eine große Zahl von Theorien und daran anknüpfenden Dimensionierungsformeln für den Eisenbau erdacht und in Vorschlag gebracht worden. Man sehe hierüber z. B. das Buch von J. J. Weyrauch: „Die Festigkeitseigenschaften und Methoden der Dimensionenberechnung von Eisen- und Stahlkonstruktionen", 2. Auflage 1889, das auf S. 127 u. f. nicht weniger als 15 verschiedene Formeln angibt zur Berechnung der als zulässig anzusehenden Spannung, wenn gewisse Grundwerte, nämlich Tragfestigkeit, Ursprungs- und Schwingungsfestigkeit des Baustoffes als gegeben betrachtet werden.

Dieser Überreichtum an Dimensionierungsformeln, mit denen unser mangelhaftes Wissen über den Gegenstand eigentlich mehr verdeckt als aufgehellt worden ist, ist neuerdings, seit etwa 20 Jahren, wieder beiseite gelegt worden. An seine Stelle traten in den verschiedenen Ländern und bei den verschiedenen Bauverwaltungen gewisse vereinfachte Methoden der Querschnittsbemessung, die aber doch alle wenigstens schätzungsweise die grundlegende Erkenntnis der Wöhlerschen Versuche sowie die Stoßwirkung der Verkehrslast berücksichtigen. Die zulässige Materialspannung ist eben ein Erfahrungswert, der nicht etwa nur auf Erfahrung im Laboratorium, sondern auch auf der Erfahrung einer Jahrzehnte alten Praxis beruht. Daraus erklärt sich das allmähliche Abrücken von der buchstäblichen Anwendung der Wöhlerschen Versuchsergebnisse und auch das Verlassen der Gerberschen Dimensionierungsformeln in Bayern. Aber es ist hiermit auch schon der zweite, oben zitierte Satz der Anfrage eigentlich beantwortet, „warum beim gleichen Material der Spannungswechsel im Maschinenbau für dreimal so gefährlich angesehen wird als im Eisenbau": weil eben in einer mit hoher Geschwindigkeit laufenden Maschine die Bedingungen, die den Wöhlerschen Versuchen zugrunde gelegen haben, viel eher erfüllt sind als beim Eisenbau.

Unsere heutigen vereinfachten Methoden der Querschnittsbemessung im Eisenbau sind meines Erachtens ein Notbehelf, der eben so lange im Gebrauch bleiben wird, bis wir mehr und genaueres über das eigentliche Wesen der „Festigkeit" des Baustoffes sowie seines ganzen Verhaltens im Laufe seiner Lebensdauer wissen werden. Daß diese Methoden in dieser oder jener Form doch auf den Spannungswechsel und die dynamische Wirkung der Verkehrslast Rücksicht nehmen, wird im folgenden Abschnitt gezeigt werden.

B. Einige der bestehenden behördlichen Vorschriften.

I. Bayerische Staatseisenbahnen. Diese „besonderen Vertragsbedingungen für die Ausführung eiserner Brücken- und Hochbaukonstruktionen vom 1. Januar 1912, berichtigt im Juli 1918" enthalten wohl noch am unmittelbarsten den Einfluß der Arbeiten von Wöhler und Bauschinger sowie Gerber, Ebert u. a.

Die Wirkung der Verkehrslast wird stets mit dem „Stoßkoeffizienten 1,5" multipliziert, und es sind Querschnitte und Widerstandsmomente wie folgt zu bestimmen:

α) „für Zug- und Druckstäbe (in denen nur gleichgerichtete Kräfte zur Wirkung kommen)":

$$F = \frac{{}_eS + 1{,}5\ {}_vS}{k_0} \quad \ldots\ldots\ldots \quad (1$$

worin ${}_eS$ = Stabkraft für ständige Last, ${}_vS$ = Größtwert der mit ${}_eS$ gleichgerichteten Stabkraft aus der Verkehrslast;

β) „für Wechselstäbe (in denen abwechselnd Zug- und Druckkräfte auftreten)", d. h. bei denen die Spannung aus Eigengewicht und Verkehrslast zusammen bald Zug, bald Druck sein kann:

$$F = \frac{1{,}5\,({}_vS^{I} - {}_vS^{II})}{k_0} \quad \ldots\ldots\ldots \quad (2$$

wobei ${}_vS^{I}$ derjenige Größtwert ist, welcher gleiches Vorzeichen hat, wie ${}_eS$, dagegen ${}_vS^{II}$ den Größtwert vom entgegengesetzten Vorzeichen bedeutet;

γ) „für Vollwandträger, ohne Berücksichtigung der wechselnden Wirkungen der Kräfte:

$$W = \frac{{}_eM + 1{,}5\ {}_vM}{k_0} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad (3$$

Für Flußeisen von Normalqualität mit der Zerreißfestigkeit $K = 3700 \div 4400$ kg/cm² ist $k_0 = 1200$ kg/cm² zu setzen.

Man denkt sich also die dynamische Belastung ${}_vS$ ersetzt durch eine entsprechend größere ruhende Belastung $1{,}5\ {}_vS$ und legt diejenige zulässige Spannung k_0 zugrunde, die bei ruhender Belastung einen Sicherheitsgrad von

$$\frac{3700}{1200} = 3{,}1 \text{ bis } \frac{4400}{1200} = 3{,}7$$

ergeben würde.

Die Differenz $({}_vS^I - {}_vS^{II})$ in Gl. (2) stellt in Wahrheit eine Summe dar, und zwar ist diese gleich dem Ausschlag zwischen den beiden äußersten Werten, welche die Stabkraft unter der Wirkung von Eigenlast und Verkehrslast annimmt. Trägt man (nach Abb. 1) in einem Koordinatensystem auf der Abszissenachse die Zeit t und auf der Ordinatenachse die Stabkraft S auf, so wird beim Überrollen eines Lastenzuges die Stabkraft S^v irgend eines Stabes (z. B. einer Diagonalen) des Fachwerkes zwischen den äußersten Werten ${}_vS^I$ und ${}_vS^{II}$ schwanken, und wir können zur vereinfachenden Darstellung des Vorganges irgend eine idealisierte Wellenlinie als Kurve dieser Veränderung von ${}_vS$ annehmen. Verschiebt man nun die t-Achse um das stets konstante Stück ${}_eS$, so hat man $({}_eS + {}_vS^I)$ bzw. $({}_eS + {}_vS^{II})$ einfach von dieser neuen t-Achse aus (mit dem Nullpunkt O′) zu messen. Nach der bayerischen Vorschrift haben wir einen „Spannungswechsel" nur dann vor uns, wenn $-{}_vS^{II} > {}_eS$ ist, wenn also die t-Achse in irgend eine Lage O′t′ kommt. Dagegen bildet die gestrichelte Lage O″t″ die Grenze zwischen den Fällen der reinen Zug- oder Druckbeanspruchung und des Spannungswechsels.

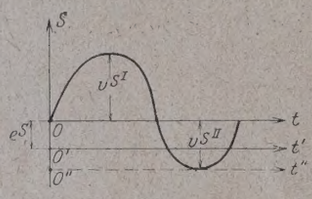


Abb. 1.

Diese Vorschrift scheint mir in folgenden Punkten mangelhaft zu sein:

1. Wenn zufällig ${}_eS = -{}_vS^{II}$ wird, dann ist zu dimensionieren nach Gl. (1); also

$$F' = \frac{{}_eS + 1{,}5\ {}_vS^I}{k_0}.$$

Wenn aber $-{}_vS^{II}$ nur um 1 kg größer ist als ${}_eS$, so ist zu dimensionieren nach Gl. (2); also

$$F'' = \frac{1{,}5\ ({}_vS^I - {}_vS^{II})}{k_0} = \sim \frac{1{,}5\ {}_vS^I + 1{,}5\ {}_eS}{k_0};$$

d. h. $$F'' > F'.$$

Es ist also ein unstetiger Übergang vorhanden zwischen reinen Zug- oder Druckstäben einerseits und Wechselstäben anderseits.

2. Bei „Wechselstäben" wird die Wirkung des Eigengewichtes überhaupt nicht in Rechnung gestellt. Während die Verkehrslast nur zeitweilig und stets durch größere Pausen unterbrochen auf die Konstruktion einwirkt, hat letztere das Eigengewicht dauernd und ohne Unterbrechung zu tragen, solange das Bauwerk überhaupt besteht. Wir sind uns nun zwar heute auch über die Frage, ob und was für ein Zusammenhang zwischen der Belastungsdauer und der Tragfestigkeit des Baustoffes besteht, ebensowenig im Klaren, wie über den Einfluß des Spannungswechsels und der Stoßwirkung. Aber wenn eine Dimensionierungsformel die Wirkung der toten Last überhaupt nicht mehr zur Anschauung bringt, so ist dies entschieden als ein Mangel zu bezeichnen.

3. Wenn zufällig ${}_vS^I = -{}_vS^{II}$ wird (Abb. 2), so ist nach Gl. (2):

$$F = \frac{1{,}5\ ({}_vS^I + {}_vS^I)}{k_0} = \frac{3\ {}_vS^I}{k_0};$$

also wird F dreimal so groß, als wenn ${}_vS$ eine ruhende Belastung wäre, genau so, wie im Maschinenbau üblich, gemäß der unter a) oben wiedergegebenen Anfrage. Es steht nun aber außer Zweifel, daß die Wöhlerschen Versuche, mit ihrem sehr rasch aufeinanderfolgenden Wechsel in der Beanspruchung, höchstens auf die praktischen Fälle des Maschinenbaues, nicht aber auf diejenigen des Brücken- und Eisenbaues eine unmittelbare Anwendung ihrer Ergebnisse gestatten. Daher erscheint mir die bayerische Vorschrift in diesem Fall als übertrieben vorsichtig.

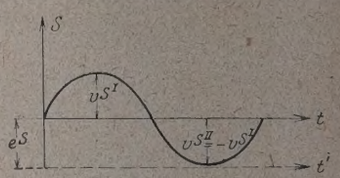


Abb. 2.

Beim vorstehend betrachteten Sonderfall ${}_vS^{II} = -{}_vS^I$ tritt noch besonders deutlich die oben schon erwähnte Unstetigkeit sowie das Fehlen der Berücksichtigung von ${}_eS$ in die Erscheinung. Wenn nämlich ${}_eS$ nur noch um 1 kg kleiner als $-{}_vS^{II}$ bleibt (punktierte t-Achse), so ist stets:

$$F' = \frac{3\ {}_vS^I}{k_0},$$

ganz gleichgültig, wie groß ${}_eS$ an sich ist.

Sobald aber ${}_eS > -{}_vS^{II}$ wird, wenn auch der Unterschied nur 1 kg betragen mag, so ist

$$F'' = \frac{1{,}5\ {}_vS^I + {}_eS}{k_0} = \frac{1{,}5\ {}_vS^I + {}_vS^I}{k_0} = \frac{2{,}5\ {}_vS^I}{k_0},$$

also ist $F' : F'' = 3 : 2{,}5$ oder $F' = 1{,}2\ F''$; ein Unterschied von 20 vH des kleineren Wertes F″!

4. Daß bei Vollwandträgern der Spannungswechsel ausdrücklich nicht berücksichtigt wird, ist zum mindesten inkonsequent und in keiner Weise begründet. Man könnte ganz gut statt der Gl. (3) setzen etwa:

$$W = \frac{{}_eM + 1{,}5\ {}_vM^I - 0{,}5\ {}_vM^{II}}{k_0},$$

wie es z. B. die badische Vorschrift tut, von der im nächsten Abschnitt die Rede sein wird.

II. Badische Staatseisenbahnen. „Bestimmungen für die Anordnung und Berechnung eiserner Brücken, Ausgabe 1617."

1. Die badische Vorschrift sagt: „In den Teilen, die in schnellem Wechsel auf Zug und Druck beansprucht werden, z. B. Wandstäben von Fachwerken, soll die Beanspruchung ohne Winddruck folgenden Grenzwert nicht überschreiten:

$$k = \frac{1200}{1 + 0{,}5 \cdot \frac{{}_vS^I - {}_vS^{II}}{{}_eS + {}_vS^I}} \quad \ldots\ldots\ldots \quad (4$$

Zunächst ist zu bemerken, daß die genannte Vorschrift unter „Spannungswechsel" etwas anderes versteht als die bayerische Vorschrift, nämlich alle Fälle, in denen die Verkehrslast für sich allein Spannungen von wechselndem Vorzeichen hervorruft. Ob dabei die Wirkung des Eigengewichts größer oder kleiner als $-{}_vS^{II}$ ist, ist ohne Belang. (Siehe Abb. 3 mit den zwei gestrichelten Lagen der t-Achse.) Die badische Vorschrift behandelt konsequenterweise beide Fälle als Spannungswechsel, während die bayerische Vorschrift dies nur für die Lage t′ tut. Auch wendet die badische Vorschrift obige Regel auf andere als fachwerkartige Gebilde, z. B. durchlaufende Blechträger ebenfalls an.

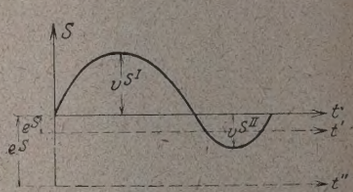


Abb. 3.

Die Gl. (4) ist auf folgende Weise entstanden: Man kann den erforderlichen Querschnitt berechnen entweder: ohne Stoßkoeffizienten bei der Verkehrslast, und ohne unmittelbare Berücksichtigung des Spannungswechsels, einfach aus

dem Summenwert $({}_eS + {}_vS^I)$, jedoch mit einer angemessen reduzierten Spannungszahl k aus

$$F = \frac{{}_eS + {}_vS^I}{k} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots (5$$

oder: mit Stoßkoeffizient und mit unmittelbarer Berücksichtigung des Spannungswechsels aus

$$F = \frac{{}_eS + \psi\,{}_vS^I - \chi\,{}_vS^I}{k_0} \quad \ldots\ldots\ldots (6$$

k_0 wäre also die für eine ruhende Belastung als zulässig erachtete Spannung, während k diejenige kleinere Spannung bedeutet, die für dynamische und wechselnde Spannung zu gelten hat.

Damit nun beide Gleichungen (5) u. (6) denselben Wert F liefern, muß

$$k = k_0 \frac{{}_eS + {}_vS^I}{{}_eS + \psi\,{}_vS^I - \chi\,{}_vS^I} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots (7$$

sein. Wählt man $\psi = 1{,}5$ und $\chi = 0{,}5$, so trägt man zugleich der Stoßwirkung und dem Spannungswechsel schätzungsweise Rechnung. Und solange wir nicht über das Verhalten des Baustoffes unter oftmaligem Wechsel der Beanspruchung sowie unter dem Einfluß dynamischer Wirkungen, unter besonderer Berücksichtigung der Verhältnisse des Eisenbaues, zuverlässigere und genauere Kenntnisse besitzen als bisher, erscheint das in Gl. (6) enthaltene Verfahren als durchaus berechtigt und empfehlenswert.

Mit Beachtung von ${}_eS + 1{,}5\,{}_vS - 0{,}5\,{}_vS^{II} = {}_eS + {}_vS^I + 0{,}5({}_vS^I - {}_vS^{II})$ geht Gl. (6) über in:

$$k = k_0 \frac{1}{1 + 0{,}5\,\frac{{}_vS^I - {}_vS^{II}}{{}_eS + {}_vS^I}}$$

oder

$$k = k_0 \frac{1}{1 + 0{,}5\,\frac{1 - \frac{{}_vS^{II}}{{}_vS^I}}{1 + \frac{{}_eS}{{}_vS^I}}} \quad \ldots\ldots\ldots (8$$

In letzterer Form zeigt sich deutlich der Einfluß der beiden Verhältnisse $\frac{{}_vS^{II}}{{}_vS^I}$ und $\frac{{}_eS}{{}_vS^I}$; und zwar hat eine Zunahme von ${}_vS^{II}$ dieselbe Wirkung, wie eine Abnahme von ${}_eS$, nämlich k kleiner zu machen. Umgekehrt bewirken eine Abnahme von ${}_vS^{II}$ sowie eine Zunahme von ${}_eS$, daß k größer wird. (Zu beachten, daß ${}_vS^I$ und ${}_vS^I$ stets entgegengesetztes Vorzeichen haben.)

Beispiele: a) Für die Gurtstäbe von frei aufliegenden Balkenbrücken ist stets ${}_vS^{II} = 0$, d. h. es treten unter der Verkehrslast nur Spannkräfte auf, die vom gleichen Vorzeichen sind, wie diejenigen des Eigengewichts. Daher erhalten wir aus Gl. (8):

α) bei kleinen und mittleren Spannweiten ($l = 20$ m bis $l = 50$ m) mit $\frac{{}_eS}{{}_vS^I} = \frac{1}{4}$ bis $\frac{1}{2}$:

$$k = k_0 \frac{1}{1 + 0{,}5\,\frac{1}{1 + \frac{1}{4}}} = \frac{5}{7}\,k_0 = \frac{5}{7} \cdot 1200 = \underline{857}\ \text{kg/cm}^2$$

bis: $$k = k_0 \frac{1}{1 + 0{,}5\,\frac{1}{1 + \frac{1}{2}}} = \frac{3}{4}\,k_0 = \frac{3}{4} \cdot 1200 = \underline{900}\ \text{kg/cm}^2;$$

β) bei größeren und sehr großen Spannweiten ($l = 80$ m bis $l = 200$ m) mit $\frac{{}_eS}{{}_vS^I} = \frac{3}{4}$ bis 2:

$$k = k_0 \frac{1}{1 + 0{,}5\,\frac{1}{1 + \frac{3}{4}}} = \frac{7}{9}\,k_0 = \frac{7}{9} \cdot 1200 = \underline{935}\ \text{kg/cm}^2$$

bis: $$k = k_0 \frac{1}{1 + 0{,}5\,\frac{1}{1 + 2}} = \frac{6}{7}\,k_0 = \frac{6}{7} \cdot 1200 = \underline{1030}\ \text{kg/cm}^2.$$

b) Für die Wandstäbe (Streben und Pfosten) ist in der Regel ${}_vS^{II}$ nicht $= 0$. Das Verhältnis $\frac{{}_vS^{II}}{{}_vS^I}$ ist natürlich innerhalb der Stützweite veränderlich, je nach dem Feld, in welchem die Diagonale liegt. Es ist von der Stützweite l unabhängig, jedoch von der Gurtform etwas (aber in geringerem Grade) abhängig. Der Einfachheit wegen nehmen wir als Beispiel einen Parallelträger, für den

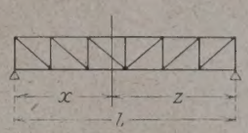


Abb. 4.

$$\frac{{}_vD^{II}}{{}_vD^I} = -\frac{p\,x^2}{2\,l\sin\delta} \cdot \frac{2\,l\sin\delta}{p\,z^2} = -\left(\frac{x}{z}\right)^2$$

ist, wenn x und z die Bedeutung haben, wie sie obenstehende Skizze (Abb. 4) andeutet. Demnach wäre für Trägermitte:

$$\frac{x}{z} = 1, \quad \left(\frac{x}{z}\right)^2 = 1,$$

also: $$\underline{\frac{{}_vD^{II}}{{}_vD^I} = -1};$$

für $x = \frac{1}{4}$ und $z = \frac{3l}{4}$ wird $\frac{x}{z} = \frac{1}{3}$, $\left(\frac{x}{z}\right)^2 = \frac{1}{9}$,

also: $$\underline{\frac{{}_vD^{II}}{{}_vD^I} = -\frac{1}{9}};$$

für $x = 0$ wird: $$\left(\frac{x}{z}\right)^2 = 0,$$

also: $$\underline{\frac{{}_vD^{II}}{{}_vD^I} = 0.}$$

Gleichzeitig ändert sich auch das Verhältnis $\frac{{}_eS}{{}_vS^I}$, und zwar wird für den Parallelträger:

$$\frac{{}_eD}{{}_vD^I} = \frac{g\left(\frac{l}{2} - x\right)}{\frac{p\,z^2}{2\,l}} = \frac{g}{p} \cdot \frac{(l - 2\,x)\,l}{z^2} = \frac{g}{p} \cdot \frac{(z - x)\,l}{z^2}$$

für Trägermitte: $z - x = 0$;

$$\underline{\frac{{}_eD}{{}_vD^I} = 0};$$

für $x = \frac{1}{4}$; $z = \frac{3l}{4}$: $z - x = \frac{3}{4}\,l - \frac{1}{4}\,l = \frac{1}{2}$;

$$\underline{\frac{{}_eD}{{}_vD^I}} = \frac{g}{p} \cdot \frac{\frac{1}{2}\,l}{\left(\frac{3}{4}\,l\right)^2} = \frac{g}{p} \cdot \frac{1}{2} \cdot \frac{16}{9} = \underline{\frac{8}{9} \cdot \frac{g}{p}};$$

für $x = 0$; $z = l$: $$\underline{\frac{{}_eD}{{}_vD^I}} = \frac{g}{p} \cdot \frac{l\,l}{l^2} = \underline{\frac{g}{p}}.$$

Also gerade für die am stärksten beanspruchten Diagonalen, im ersten und vierten Viertel der Stützweite (Abb. 5) weicht $\frac{{}_eS}{{}_vS^I}$ nur sehr wenig von $\frac{g}{p}$ ab, d. h. von demjenigen Werte, der für die Gurtstäbe genau gilt.

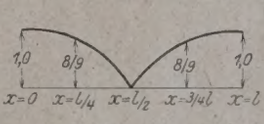


Abb. 5.

Daher erhalten wir aus Gl. (8):

α) bei kleinen Spannweiten, mit $\frac{g}{p} = \frac{1}{4}$:

1. für Trägermitte: $\frac{{}_vS^{II}}{{}_vS^I} = -1$; $\frac{{}_eS}{{}_vS^I} = 0$;

$$k = k_0 \frac{1}{1 + 1{,}5\,\frac{1 + 1}{1 + 0}} = \frac{1}{2}\,k_0 = \frac{1}{2} \cdot 1200 = \underline{600}\ \text{kg/cm}^2;$$

2. für $x = \frac{1}{4}$: $\frac{{}_vS^I}{{}_vS^I} = -\frac{1}{9}$; $\frac{{}_eS}{{}_vS^I} = \frac{8}{9} \cdot \frac{g}{p} = \frac{8}{9} \cdot \frac{1}{4} = \frac{2}{9}$;

$$k = k_0 \frac{1}{1 + 0{,}5\,\frac{1 + \frac{1}{9}}{1 + \frac{2}{9}}} = \frac{11}{16}\,k_0 = \frac{11}{16} \cdot 1200 = \underline{825}\ \text{kg/cm}^2;$$

3. für $x = 0$: $\frac{{}_{v}S^{II}}{{}_{v}S^{I}} = 0$; $\frac{{}_{e}S}{{}_{v}S^{I}} = \frac{g}{p} = \frac{1}{4}$;

$$k = k_0 \frac{1}{1 + 0{,}5 \frac{1+0}{1+\frac{1}{4}}} = \frac{5}{7} k_0 = \frac{5}{7} \cdot 1200 = \underline{857} \text{ kg/cm}^2$$

(wie unter a, α);

β) bei sehr großen Spannweiten, mit $\frac{g}{p} = 2$:

1. für Trägermitte: $\frac{{}_{v}S^{II}}{{}_{v}S^{I}} = -1$; $\frac{{}_{e}S}{{}_{v}S^{I}} = 0$;

$$k = k_0 \frac{1}{1 + 0{,}5 \frac{1+1}{1+0}} = \underline{600} \text{ kg/cm}^2;$$

2. für $x = \frac{1}{4}$: $\frac{{}_{v}S^{II}}{{}_{v}S^{I}} = -\frac{1}{9}$; $\frac{{}_{e}S}{{}_{v}S^{I}} = \frac{8}{9} \cdot \frac{g}{p} = \frac{8}{9} \cdot 2 = \frac{16}{9}$;

$$k = k_0 \frac{1}{1 + 0{,}5 \frac{1+\frac{1}{9}}{1+\frac{16}{9}}} = \frac{5}{6} k_0 = \frac{5}{6} \cdot 1200 = \underline{1000} \text{ kg/cm}^2;$$

3. für $x = 0$: $\frac{{}_{v}S^{II}}{{}_{v}S^{I}} = 0$; $\frac{{}_{e}S}{{}_{v}S^{I}} = \frac{g}{p} = 2$;

$$k = k_0 \frac{1}{1 + 0{,}5 \frac{1+0}{1+2}} = \frac{6}{7} k_0 = \frac{6}{7} \cdot 1200 = \underline{1030} \text{ kg/cm}^2$$

(wie unter a, β).

2. Wenn kein Spannungswechsel in dem oben erläuterten Sinne der badischen Vorschriften auftritt, so schreiben sie gewisse andere, etwas größere Spannungen vor, die mit der Stützweite veränderlich sind und sich eng an die im nächsten Abschnitt besprochenen preußischen Vorschriften anlehnen.

(Schluß folgt.)

KLEINE MITTEILUNGEN.

Die Verkehrsentwicklung in den französischen Seehäfen während des Krieges.

Nach französischen Quellen berichtet die „Schweizerische Bauzeitung" in Nr. 17 ff. 1921 über die Entwicklung der französischen Seehäfen während des Krieges. Wir behalten uns ein näheres Eingehen auf den technischen Teil vor. Hier seien zunächst nur einige Zahlenangaben wiedergegeben, die den Einfluß des Krieges auf die dortigen Verkehrsverhältnisse in den Seehäfen zeigen. Diese waren bereits 1913 überlastet, nachdem der Gesamtgüterumschlag von 1903—1913 bereits von 32,035 auf 45,995 Mill. t gestiegen war. Für die Jahre 1905—1909 bedeutet das eine Verkehrszunahme um 29%, die wesentlich größer ist als in den anderen Ländern Europas. Der Krieg hat naturgemäß die Ausfuhr, abgesehen von wenigen besonderen Ausnahmen, stark herabgedrückt von zusammen 10,41 Mill. t 1913 auf nur 5,11 i. Jahre 1915 und 4,62 im Jahre 1918. Gestiegen ist dagegen in erheblichem Maße die Einfuhr infolge der gesteigerten Bedürfnisse des Landes und der eigenen und fremden Armeen, sowie des Kohlen- und Getreideumschlags für Italien und die Schweiz. Sie ist insgesamt von 31,88 auf 48,93 Mill. t, d. h. um rd. 53% gestiegen. Für einige der Häfen sind die Steigerungen ganz gewaltige. So betrug die Einfuhr im Jahre 1918 in Cherbourg 440, La Rochelle—Pallice 273, Calais 267, Boulogne und Brest je 261, Saint Nazaire 230, Le Hâvre 209, Rouen 194, Bordeaux 157% der Einfuhr des Jahres 1913. Der Gesamtumschlag zeigt eine Zunahme von 42,30 auf 53,55 Mill. t, also um 28%. Die Bedeutung der verschiedenen Häfen für den Umschlagsverkehr hat sich während der Kriegsdauer z. T. erheblich verschoben. Während 1913 Marseille mit 8,94 Mill. t an der Spitze stand und der nächst bedeutende Hafen Rouen nur 5,60 Mill. t aufwies, sind die Zahlen 1918 für Marseille 5,13, Rouen 10,07 Mill. t. Allerdings ist bei den Angaben für Marseille die Zufuhr von Kriegsmaterial, namentlich für die englische Armee, nicht berücksichtigt.

Die Bewältigung dieses in so kurzer Zeit so gewaltig gesteigerten Verkehrs bedingte außerordentliche Maßnahmen, die sich auf die Vermehrung und Verbesserung der Umschlagseinrichtungen und Gleisanlagen, die Schaffung neuer Entladestellen und die Verlängerung der Kaianlagen sowie durch eine höhere Leistungen gestattende Ausgestaltung des Betriebs erstrecken mußten. —

Der heutige Stand der Entwicklung der Breitflansch-Träger.

Wir erhalten hierzu die folgende Zuschrift, mit der wir nunmehr diese Frage als abgeschlossen betrachten. Die Schriftleitung.

„In meinem Aufsatz „Normung im Bauwesen" in Nr. 8 der Mitteilungen muß es in der Zahlentafel: „Nutzungsgrad n_{Wx}" und nicht „n^{Wx}" heißen.

Zu der Erwiderung des Herrn Prof. Dr.-Ing. Gehler bemerke ich, daß die Verhandlungen zwischen Differdingen und Peine der Fachwelt keineswegs unbekannt geblieben sind. Ich habe darüber und über die letzte Entwicklung der I-Eisen überhaupt bereits in meiner 1920 erschienenen Forschungsarbeit über I-Eisen berichtet."

Dr. R. Sonntag.

GESCHÄFTLICHE MITTEILUNGEN DER GESELLSCHAFT.

Vorläufige Tagesordnung der Hauptversammlung in München.

Die diesjährige Hauptversammlung der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen findet am 20., 21. und 22. Juni d. J. in München im Rahmen der „Ausstellung für Wasserstraßen und Energiewirtschaft in Bayern" statt, die am Sonnabend, den 18. Juni, eröffnet wird.

Für die Hauptversammlung ist folgende vorläufige Tagesordnung vorgesehen:

Montag, den 20. Juni 1921.

vorm. 9 Uhr: Eröffnung der Tagung durch den ersten Vorsitzenden Geh. Baurat Prof. Dr.-Ing. de Thierry.

vorm. 9^{30} „ Vortrag: Oberregierungsrat Krieger-München: Die wirtschaftlichen Grundlagen des neuzeitlichen Wasserkraftausbaues.

vorm. 11 „ Vortrag: Professor Dantscher-München: Die Entwicklung des Wehrbaues im Zusammenhang mit der Wasserkraftausnützung.

nachm. 3 „ Besichtigung der Ausstellung.

nachm. 6 „ Vorstandssitzung.

Dienstag, den 21. Juni 1921.

vorm. 9 Uhr: Vortrag: Oberingenieur Grünhut-Zürich: Die Verlegung der linksufrigen Seelinie in der Stadt Zürich.

vorm. 11 „ Referat: Diplomingenieur H. Gerloff: Die Sicherstellung des technisch-wissenschaftlichen Wiederaufbaues durch die Technische Nothilfe.

nachm. 4 „ Mitgliederversammlung.

Im Anschluß daran geselliges Beisammensein.

Mittwoch, den 22. Juni 1921.

Ausflug nach dem Walchensee und Besichtigungen im Programm der Ausstellungsleitung.

Vorträge und Mitgliederversammlung finden im Hauptrestaurant des Ausstellungsgebietes statt. Sämtliche Veranstaltungen, mit Ausnahme der Vorstandssitzung, sind öffentlich.

Das endgültige Programm der Tagung wird als Einladung an die Mitglieder der Gesellschaft sowie an alle Diejenigen versandt, bei denen wir Interesse an unseren Bestrebungen voraussetzen. Einladungen können angefordert werden von der Geschäftsstelle: Berlin NW. 7, Sommerstr. 4 a.

Die Geschäftsführung.

Schriftleitung: Reg.-Baumeister Fr. Eiselen, Berlin-Lichterfelde, Karlstr. 99. — Verlag von Julius Springer in Berlin W. — Druck von H. S. Hermann & Co. in Berlin SW.

MITTEILUNGEN
der
DEUTSCHEN GESELLSCHAFT FÜR BAUINGENIEURWESEN
Schriftleitung: Regierungs-Baumeister Fr. Eiselen. Berlin-Lichterfelde, Karlstraße 99. Telephon: L. 1040.
(Geschäftsstelle der Gesellschaft: Berlin NW. 7, Sommerstraße 4a. Tel.: Centrum 15207—15212).
2. Jahrgang | 31. Mai 1921 | Nr. 10

ÜBER DIE BERÜCKSICHTIGUNG DES SPANNUNGSWECHSELS BEI DER QUERSCHNITT-BEMESSUNG IM EISENBAU.

Von Prof. Dr.-Ing. W. Schachenmeier, München.

(Schluß aus Nr. 9, Seite 36.)

III. Preußische Staatseisenbahnen. Es wird vorgeschrieben für Hauptträger: bei einer Stützweite

bis zu $l =$ 10 20 40 80 120 160 200 m

zulässig (ohne Winddruck):

$k =$ 800 850 900 950 1000 1050 1100 kg/cm².

(Für Zwischenwerte in der Stützweite wird gewöhnlich geradlinig eingeschaltet und das gefundene k auf 10 aufgerundet.)

Wir vergleichen diese Zahlen mit den oben unter II., 1. nach badischer Vorschrift gefundenen Werten für k:

bei $l =$ 20 bis 50 m; 80 bis 200 m,

mit $k_0 = 1200$ kg/cm²

a) für Gurtstäbe: $k =$ 857 bis 900; 935 bis 1030 kg/cm²;

b) für Wandstäbe: $k =$ { 600 in Trägermitte; 600 in Trägermitte
825 bei $x = \frac{1}{4}$; 1000 bei $x = \frac{1}{4}$
857 am Trägerende; 1030 am Trägerende.

Es zeigt sich eine gute Übereinstimmung zwischen den einfach unterstrichenen Zahlenwerten der preußischen Vorschrift und den nach badischer Vorschrift ermittelten Beanspruchungen. Dagegen sind die doppelt unterstrichenen Werte nach badischer Vorschrift wesentlich kleiner als die entsprechenden Zahlen der preußischen Vorschrift. Jedoch beziehen sich diese doppelt unterstrichenen Zahlen nur auf die Wandstäbe in der Nähe der Trägermitte. Für alle übrigen Stäbe ergeben die badische und die preußische Vorschrift ziemlich dieselben Querschnitte.

Das aufs äußerste vereinfachte preußische Verfahren berücksichtigt also implizite ebenfalls sowohl Stoßwirkung als Spannungswechsel, den letzteren allerdings nicht für die Wandstäbe nahe der Trägermitte.

Da aber diese Stäbe meist schon wegen der erforderlichen Knicksicherheit mehr oder weniger überdimensioniert werden müssen, ist das preußische Verfahren praktisch unbedenklich und wegen seiner großen Einfachheit empfehlenswert, solange, bis wir etwas Besseres an seine Stelle setzen können.

Ein gewisser Nachteil dieser Dimensionierungsmethode liegt darin, daß gerade die Wandstäbe in der Nähe der Trägermitte am meisten von einer künftigen Steigerung der Verkehrslast beeinflußt werden, indem sich hier die Differenz $({}_eS - {}_vS^{II})$ aus einer Zugkraft in eine Druckkraft verwandeln kann und dann leicht der Fall eintreten dürfte, daß der Stabquerschnitt nicht mehr genügt, weil er nicht knicksicher ist. Es wäre also zweckmäßig, gerade diese Stäbe von vornherein mit kleinerem k zu dimensionieren, d. h. ihnen größeren Querschnitt zu geben. Es zeigt sich ja auch, daß die badische Formel [Gl. (8)] für diese Stäbe die niedrige Beanspruchung $k = 600$ kg/cm² ergibt, ganz unabhängig von der Stützweite l. Diesen Umstand vernachlässigt die preußische Vorschrift also vollkommen.

Aber für die übrigen Wandstäbe, etwa auf den beiden äußeren Dritteln der Stützweite, sowie für alle Gurtstäbe liefert die preußische Vorschrift mit ihren empirisch abgestuften, nach der Stützweite veränderlichen Beanspruchungen ziemlich die gleichen Querschnitte, wie jene badische Vorschrift, die außer dem Stoßkoeffizienten auch den Spannungswechsel ausdrücklich in Rechnung stellt. Diese Gl. (8) bzw. (6) ist behaftet mit zwei durchaus willkürlichen, dem Gefühl und der Schätzung entsprungenen Koeffizienten. Auch hat sie den Nachteil, daß sie die zwei verschiedenen Dinge: Stoßwirkung und Spannungswechsel bzw. oftmalig wiederholte Beanspruchung, in eine einzige Formel zusammenwirft. Dagegen hat sie meines Erachtens vor dem preußischen Verfahren den großen Vorteil, daß sie nicht nur die Wandstäbe in Trägermitte richtiger dimensioniert, sondern auch den entwerfenden und rechnenden Ingenieur immer wieder auf die Tatsache der vorhandenen Wirkungen von Spannungswechsel und dynamischer Beanspruchung hinweist.

IV. Neuere amerikanische Vorschriften. Der bekannte Brückenbauer G. Lindenthal hat für die New York Connecting Railroad im Juni 1912 ein Bedingnisheft herausgegeben, nach dem unter anderen auch die 6-gleisige Eisenbahnbrücke über das Hellgate, die größte Bogenbrücke der Welt mit einer Stützweite von 300 m, dimensioniert worden ist. Nach diesen Vorschriften wird zwar die dynamische Wirkung der Verkehrslast (impact-formula) in sehr weitgehender Weise berücksichtigt, dagegen wird der eigentliche Spannungswechsel nicht besonders in Rechnung gestellt.

Die meisten anderen von den zahlreichen neueren amerikanischen Vorschriften, die mir aber nicht im Wortlaut vorliegen, berücksichtigen den Spannungswechsel in ihren Dimensionierungsformeln. Siehe hierüber zwei Artikel in Engineering News-Record, 3. Juli 1919 u. 10. Juli 1919 (Vol. 83, Heft 1, S. 33 u. 51). Neuerdings regt sich aber der Widerspruch mancher Fachgenossen, insbesondere auch der Schriftleitung von Eng. News-Record in den genannten Aufsätzen, in denen es etwa folgendermaßen heißt:

Es scheint, daß die Tradition ein maßgebender Faktor war bei der Abfassung derjenigen Leitsätze, die sich auf die Bemessung der Bauteile mit Rücksicht auf Spannungswechsel (stress reversal) beziehen. Es sei dies offenbar eine Konzession an frühere Vorstellungen über Ermüdung des Materials. Die sogenannten „reversal clauses", d. h. Vorschriften zur Berücksichtigung des Spannungswechsels, seien vor vielen Jahren entstanden aus dem Bestreben heraus, sich gegen die befürchtete „Kristallisation des Metalles" zu sichern, oder gegen die vermutete größere Empfindlichkeit des Baustoffes gegen wiederholte und wechselnde Beanspruchungen.

Die Kristallisationshypothese sei vollständig außer Kurs gesetzt seit mindestens 20 Jahren. Die Ermüdungstheorien lebten neuerdings wieder auf, jedoch mehr als Laboratoriumsideen. Ihre eigentliche Anwendung fänden dieselben im Maschinenbau, nicht im Brückenbau. Trotzdem haben sich die Bestimmungen über Berücksichtigung des Spannungswechsels in den Brückenvorschriften erhalten, nach der Meinung des Verfassers jener Artikel zu Unrecht. Denn es seien zwar die Tatsachen der elastischen Nachwirkung sowie der Zähigkeit (viscosity), vielleicht sogar Plastizität des Materials vorhanden, aber es sei keineswegs sicher, daß die aus jenen Tatsachen abgeleiteten Theorien auch auf Eisenbauten mit ihren verhältnismäßig niedrigen Spannungen und langsamen Spannungswechseln Anwendung finden müßten.

Der angezogene Aufsatz erwähnt auch, daß gerade diejenigen Glieder einer Brücke, die dem Spannungswechsel unterliegen, am meisten von der Vergrößerung der Verkehrslast beeinflußt werden, und daß deshalb jede Dimensionierungsregel, welche die Glieder mit Spannungswechsel stärker ausbildet als die andern, die wahrscheinliche Lebensdauer der Brücke zu verlängern geeignet ist. Dies sei zweifellos ein wichtiges Argument gewesen für die Beibehaltung der Berücksichtigung des Spannungswechsels.

Indessen seien durch die Erfahrung keine vollgültigen Beweise für die Zerstörung (deterioration, Verschlechterung) von Brückengliedern unter der Wirkung von wiederholter oder wechselnder Beanspruchung erbracht worden, weshalb man jene Bestimmungen als überlebt bezeichnen müsse. Vonseiten der Brückenbauingenieure glaube man nicht mehr an die Gefährlichkeit der Spannungsverzögerung (stress-lag) oder Spannungsnachwirkung (hysteresis) oder Ermüdung, oder wie man es sonst nennen möge.

Zur Erreichung größerer Klarheit und Bestimmtheit müßten so verschiedene Dinge, wie Stoßwirkung (impact), die Möglichkeit einer künftigen Vergrößerung der Verkehrslast und die Zerstörung des Materials unter wiederholter Anstrengung auch getrennt und unabhängig voneinander in begründeter Weise berücksichtigt, nicht aber in eine einzige Formel zusammengeworfen werden. In der Berücksichtigung der ersten beiden Wirkungen, nämlich Stoßwirkung und Zunahme der Verkehrslast, seien schon große Fortschritte gemacht. Es bleibe noch die Arbeit zu vervollständigen und unabhängig von den anderen Wirkungen die Ermüdung (fatigue) in richtig begründeter Weise zu berücksichtigen. —

Mit der Grundtendenz dieser amerikanischen Anschauungen, vor allem mit dem Streben nach größerer Klarheit in der Berücksichtigung der einzelnen Faktoren, möchte ich mich durchaus einverstanden erklären. Den Spannungswechsel ganz und gar zu vernachlässigen, hielte ich aber nicht für berechtigt, sondern für ein Zurückfallen auf eine Stufe unseres technischen Wissens und Könnens, die längst überwunden ist. Solange wir aber nicht über noch viel tiefere experimentelle Kenntnisse verfügen, erscheint mir das oben erörterte Verfahren der badischen Staatseisenbahnen als das beste und empfehlenswerteste.

C. Zusammenfassung.

Die in der Anfrage des N.D.I. zum Ausdruck gebrachte Meinung, daß im Eisenbau der Spannungswechsel überhaupt nicht berücksichtigt werde, ist nicht zutreffend. Trotz großer Verschiedenheiten in den einzelnen angewendeten Methoden und Vorschriften wird doch in irgend einer Form meist auf Spannungswechsel und dynamische Wirkung der Verkehrslast Rücksicht genommen.

Die Verhältnisse des Maschinenbaues liegen ganz anders als die des Eisenbaues. Jene berechtigen und erfordern viel eher als diese eine unmittelbare Anwendung der Wöhlerschen Versuchsergebnisse auf die Dimensionierungsformeln.

Neuere Bestrebungen sind im Gange, auch im Eisenbau die Wirkung des Spannungswechsels in besserer Weise als bisher zum Ausdruck zu bringen und bei der Dimensionierung zu berücksichtigen. Jedoch fehlt noch sehr viel an der hierzu notwendigen empirischen Erforschung der Festigkeitseigenschaften des Baustoffes.

KLEINE MITTEILUNGEN.

Stand der Elektrifizierung der schweizerischen Eisenbahnen gegen Ende 1920.

Im „Bulletin technique de la Suisse Romande", Nr. 1 vom J. 1921, wird eine interessante Zusammenstellung über diese Frage veröffentlicht, der wir die folgenden Angaben entnehmen:

Die schweizerischen Bundesbahnen haben 1917 mit der Elektrifizierung der Linien Bern—Thun und Brieg—Sion begonnen und diese bis Ende 1919 durchgeführt. Gleichzeitig ist die Elektrifizierung der Gotthardbahn in Angriff genommen worden auf der Strecke Erstfeld—Bellinzona, die im Laufe dieses Jahres durchgeführt sein wird. Im Laufe dieses Jahres werden noch die Teilstrecken Luzern—Erstfeld und Bellinzona—Chiasso hinzukommen. Für 1922 ist die Elektrifizierung der Strecken Arth—Goldau—Zug—Zürich und Zug—Luzern in Aussicht genommen. Im Ganzen standen Ende 1920 im Betriebe rd. 280 km mit Einphasenstrom von 15 000 V, $16^2/_3$ Per/sec., außerdem rd. 68 km betrieben mit Dreiphasenstrom von 3300 V, $16^2/_3$ Per/sec.

Im Kanton Bern ist bekanntlich die neue Lötschbergbahn von vornherein auf elektrischen Betrieb eingestellt worden. Der Kanton hat seitdem die Elektrifizierung der mit Staatsmitteln unterstützten Bahnen in Angriff genommen. Die Gürbetaler und Simmentaler Linie, die Zweigstrecken Spiez—Interlaken—Bönigen, Bern—Schwarzenburg werden noch im Laufe dieses Jahres in Betrieb genommen werden. Von der Emmentaler Linie wird bereits seit 1919 ein Teil elektrisch betrieben. Eine Reihe neuerer Pläne sind in Vorbereitung. Im ganzen werden bereits rd. 113 km mit Einphasenstrom von 15 000 V, $16^2/_3$ Per/sec., ungefähr 22 km mit Dreiphasenstrom von 7500 V, 40 Per/sec. elektrisch betrieben.

Die Rhätischen Bahnen sind mit dem elektrischen Betrieb bereits 1913 vorangegangen, und zwar im Engadin mit den Strecken St. Moritz—Schulz und Samaden—Pontresina. Seit 1919 stehen die Strecken Bevers—Filisur, Filisur—Thusis, Filisur—Davos-Dorf in elektrischem Betrieb. In Ausführung befinden sich die Strecken Davos-Dorf—Klosters und Thusis—Landquart, ihre Inbetriebnahme ist im Laufe des Jahres zu erwarten. In Betrieb standen 1920 gegen 86 km mit Einphasenstrom von 10 000 V, $16^2/_3$ Per/sec. Dazu kommen noch rd. 56 km Verbindungsgleise auf Bahnhöfen und Nebenbahnen.

Für diesen Betrieb sind auch neue Kraftzentralen gebaut bzw. vorgesehen worden. Die Bundesbahnen sind mit dem Ausbau von 3 Kraftzentralen beschäftigt, eine bei Piotta, die die Wassermengen des Ritomsees ausnutzt, eine bei Amsteg und die dritte an der Barbarine bei Chatelard. Sie sind im ersten Ausbau zusammen auf 120 000 kVA Leistung berechnet. Die vom Staat unterstützten Bernischen Eisenbahnen erhalten ihren Strom vom Kraftwerk Kandergrund und Spiez mit zusammen 20 000 kVA Leistung. Zur Unterstützung dieser beiden Kraftwerke werden in der Zentrale von Mühleberg zwei große Gruppen von Umformern von Dreiphasen- in Einphasenstrom mit 10 000 kVA Leistung aufgestellt. Den Strom für die Rhätischen Bahnen liefert die Zentrale in Brusio durch Vermittlung der Unterstation in Bevers mit 3600 kVA Leistung. Für die weiteren zu elektrifizierenden Strecken werden in der Zentrale zu Thusis zwei Einphasen-Stromerzeuger von zusammen 4000 kVA aufgestellt, die Mitte dieses Jahres in Tätigkeit treten dürften. Bei Küblis wird außerdem z. Zt. eine Kraftzentrale mit 4000 kVA Leistung für Einphasenstrom errichtet.

Die schweizerischen Bundesbahnen planen außerdem die Anlage weiterer neuer bzw. den Ausbau vorhandener Zentralen.

GESCHÄFTLICHE MITTEILUNGEN DER GESELLSCHAFT.

Bericht über den Verlauf der in Angriff genommenen Arbeiten.

Seit Gründung der Gesellschaft am 4. Mai 1920 sind ihre Arbeiten von Fachkreisen mit Interesse verfolgt und unterstützt worden. In einer Zeit des wirtschaftlichen Tiefstandes konnte nur das dringendste wirtschaftliche Bedürfnis den beteiligten Kreisen den Mut eingeben, zur Gründung einer neuen Gesellschaft zu schreiten. Demgemäß ergaben sich die Richtlinien für die Arbeit aus dem Bedürfnis der Praxis. In besseren Zeiten konnte es sich die Wissenschaft leisten, Selbstzweck zu sein, heute muß sie das Mittel zum Zweck darstellen, und der Zweck ist, mit möglichst geringen Mitteln Bedeutendes zu leisten.

So stellte sich von selbst die Teilung im Arbeitsgebiet der Gesellschaft heraus, nämlich in theoretisch-wissenschaftliche Forschung und praktische Betriebsforschung, die sich gegenseitig stetig zu ergänzen haben. Die Arbeits- und Baubetriebe, ob sie nun privater, staatlicher oder kommunaler Art sind, bilden die Grundlage für das gesamte Schaffen im Bauwesen, wie in allen anderen Schaffensgebieten. Nur in engster Zusammenarbeit mit den Betrieben und deren Organisationen ist die Gewähr gegeben, daß die Wahl der in Angriff zu nehmenden Aufgaben durch das Bedürfnis der Praxis diktiert wird.

Wenn bei der Gründung der Gesellschaft zunächst der Gedanke maßgebend war, daß dem Bauingenieurwesen eine Zusammenfassung fehlte, wie sie z. B. dem Maschinen-Ingenieurwesen seit langem zu eigen ist, so war damit noch nicht vorauszusehen, wie sich die maßgebenden Kreise zu der Neugründung stellen würden. Erst die Zeit konnte dies lehren, und sie hat es getan, erfreulicherweise im guten Sinne.

Die Zahl der Mitglieder, die bereits Ende 1920 300 überstieg, zeigt ein allmähliches aber stetiges Anwachsen. Da selbstverständlich die äußerst niedrig gehaltenen Mitgliederbeiträge nur imstande sind, einen Bruchteil der Kosten aufzubringen, die bei der Durchführung der Arbeiten der Gesellschaft auftreten, so ist es erklärlich, daß diese zur Hauptsache durch freiwillige Zuwendungen gestützt werden müssen. Auch hier hat das Vertrauen der Fachkreise dazu beigetragen, daß bereits eine im kleinsten Kreise vorgenommene Werbung genügende Mittel ergab, um die bisherigen Arbeiten zu ermöglichen.

Es sind bisher nach dem Stande Anfang Mai d. J. folgende Gebiete und Aufgaben im Rahmen der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen in Angriff genommen worden, beziehungsweise zu gewissen Fortschritten und Ergebnissen gediehen.

I. Ausbildungsangelegenheiten.

Da die geplante Reform der deutschen technischen Hochschulen eine mehrmonatige praktische Arbeitszeit der Studierenden des Bauingenieurwesens vorsieht, eine Forderung, die oft geäußerten Wünschen der Wissenschaft wie der Praxis entspricht und an einigen technischen Hochschulen schon in die neue Diplom-Prüfungsordnung aufgenommen ist, so ergab sich daraus sofort die Frage, wie ihre Durchführung zu sichern sei. Auf die Eigenbetriebe des Staates und der Gemeinden konnte dabei nur in geringem Maße gerechnet werden, die Möglichkeit zur Ableistung der praktischen Arbeitszeit mußte vielmehr durch die Unternehmerkreise gewonnen werden. In Übereinstimmung mit den Verbänden des Bauingenieurwesens übernahm es die Gesellschaft für Bauingenieurwesen als neutrale Stelle die Vorarbeit in dieser Angelegenheit zu leisten. Sie lud zu diesem Zwecke zum 6. Mai d. J. zu einer Sitzung nach Berlin ein, an der Vertreter der Hochschulen sowie Vertreter der hauptsächlich in Betracht kommenden Unternehmerverbände: Deutscher Beton-Verein, Deutscher Eisenbau-Verband, Reichsverband für das Tiefbaugewerbe teilnahmen und zur Beratung auch ein Vertreter des Deutschen Ausschusses für das technische Schulwesen, der für den Maschinenbau diese Frage bereits früher behandelt hat. Die Besprechung hatte zunächst den Zweck, eine Einigung der Verbände in der Frage des Arbeitsnachweises herbeizuführen, um den Studierenden möglichst sofort eine praktische Arbeit zu ermöglichen. Da der Deutsche Beton-Verein im Kreise der ihm angeschlossenen Firmen bereits vorbildliche Vorarbeit geleistet und eine regelrechte Arbeitsvermittlung durchgeführt hatte, wurde nach Aussprache der einstimmige Beschluß gefaßt, daß der Arbeitsnachweis für die Studierenden von den Verbänden selbst in ihrem eigenen Fachgebiet zu organisieren sei. Auf eine ständige übergeordnete Organisation wurde zunächst verzichtet, da die verhältnismäßig geringe Zahl von Bewerbern, die z. Zt. auf nur etwa 600 jährlich geschätzt wurde, diese entbehrlich erscheinen ließ. Von den Vertretern der Unternehmerorganisationen wurde zugesagt, daß für die Aufnahme und Ausbildung von Praktikanten auf keinen Fall ein Entgelt verlangt werde, daß diesen vielmehr als Beihilfe zum Studium seitens der Firma eine Entschädigung gegeben werden solle, deren Festsetzung allerdings nicht einheitlich geregelt werden könne.

Als fernere Aufgabe des zusammenberufenen Ausschusses ergab sich die einheitliche Regelung bei der Aufstellung von Verträgen, Richtlinien für Arbeitgeber und Arbeitnehmer, Zeugnisausfertigungen und anderen Ausführungsfragen. Da in ähnlicher Weise wie im Maschinenbauwesen die Herausgabe eines Merkheftes für zweckmäßig gehalten wurde, das den Oberrealschulen und Gymnasien zur Orientierung ihrer Absolventen zu übersenden sei, erklärte sich die Gesellschaft für Bauingenieurwesen bereit, die Arbeit hierfür zu leisten.

Die Richtlinien werden von den Verbänden nach dem Muster der im Maschinen-Ingenieurwesen eingeführten zusammengestellt und dem Deutschen Ausschuß für Technisches Schulwesen zur Bearbeitung übersandt.

Die nächste Sitzung, die für Anfang August in Aussicht genommen ist, wird auch in diesem Punkte bereits bindende Beschlüsse zeitigen können, so daß alsdann einer geregelten Durchführung der praktischen Arbeit der Studierenden nichts mehr im Wege steht. Ob weitere Fragen über Ausbildungs-, vielleicht auch Unterrichtsangelegenheiten der gemeinsamen Klärung bedürfen, wird sich während des Fortganges der Arbeiten erweisen.

II. Statik.

Eine Frage aus diesem Gebiet betrifft die: Feststellung über den geringsten Materialaufwand für Fachwerke unter Berücksichtigung der dabei in Frage kommenden Variablen. Die Normung von Fachwerken hat keinen Sinn, wenn nicht gleichzeitig wirtschaftliche Vorteile erzielt werden, etwa der Art, daß vorher die Frage des geringsten Materialaufwandes für bestimmte Spannweiten und Belastungen geklärt ist. Es kann zurzeit theoretisch noch nicht gesagt werden, welches System, welche Trägerhöhe, welche Felderteilung, welche Felderform den geringsten Materialaufwand erfordern, und wie auch die Art der Konstruktionsteile darauf einwirkt. Diese Aufgabe ist bisher weder für den Fachwerkbau noch für den Vollwandträger gelöst. Dasselbe gilt für Eisenbetonkonstuktionen, Stützmauern usw. Für den Vollwand- und Fachwerkbau sind diese Arbeiten von einigen Stellen aufgenommen. Eine Anzahl von Firmen halten diese Angelegenheit für sehr bedeutungsvoll und fördern die Arbeiten. Die allgemeine Aufgabe läuft im wesentlichen darauf hinaus, den Einfluß einer großen Anzahl von Variablen sicher festzustellen, sie wird allgemein, da häufig auftretend, in einer Fachgruppe der mechanischen Industrie eingehend behandelt (Nomographie).

Die bisher eingeleiteten Untersuchungen beschränken sich vorläufig auf den einfachsten und übersichtlichsten Fall, nämlich den Paralleträger, weil dabei mit einem klaren Belastungszustand gerechnet werden kann. Sobald die Arbeiten soweit gediehen sind, daß die interessierten Kreise sich entschließen, auch ihre finanzielle Unterstützung zuzusagen, wird beabsichtigt die Arbeiten auszudehnen, zunächst auf andere Brückenträger, aber auch auf Krane, Gittermaste usw.

Wenn auch das Endziel die Normung von Fachwerken darstellt, so ist damit noch nicht gesagt, daß dieses unbedingt erreicht werden muß; die einzelnen Zwischenstufen werden bereits soviel interessantes und in der Praxis unmittelbar verwendbares Material zu Tage fördern, daß sämtliche Einzeluntersuchungen ihren eigenen Wert besitzen.

III. Baustoffe, deren Prüfung, Klassifizierung, Normalisierung.

Dieses Gebiet ist in Zusammenarbeit mit dem Normenausschuß der Deutschen Industrie in Angriff genommen worden. Die Aufgabe der Gesellschaft für Bauingenieurwesen wird nicht so sehr darin erblickt, neue Fragen aufzurollen, als vielmehr die vorhandenen Einzelarbeiten zu sammeln, den arbeitenden Stellen Kenntnis von einander zu vermitteln und die Arbeitsergebnisse zueinander in Beziehung zu setzen.

IV. Werkzeuge, deren Zweckmäßigkeitsuntersuchung und Normung.

Erstaunlicherweise sind die millionenfach im Baufach in Anwendung befindlichen Werkzeuge in bezug auf Art, Stoff, Form und Gewicht unter Berücksichtigung der typischen Verwendung noch nicht geprüft. Sämtliche für die mechanische Industrie angestellten Versuche haben ergeben, daß die bisherigen Formen vielfach ungenügend sind. Immer sind Verbesserungen nötig und bei der großen Anwendung von entschiedener wirtschaftlicher Bedeutung.

Eine Art Normung kann erst durch wissenschaftliche Untersuchungen vorbereitet werden. Normen lediglich nach Gutdünken hat wenig Sinn.

Die Arbeiten der Gesellschaft für Bauingenieurwesen in diesem Gebiete gehen in enger Fühlungnahme mit den dafür in Betracht kommenden Fachkreisen und Arbeitsstellen vor sich. Sie sollen in dem Maße ausgedehnt werden, wie sich ein Bedürfnis dafür erweist und sollen sich sowohl auf Handwerkzeuge, Maschinenwerkzeuge, wie Baumaschinen erstrecken.

V. Bauliche und betriebliche Anlagen.

Einrichtung der Baustelle: Die meisten Veröffentlichungen über ausgeführte Anlagen sprechen nur von den Erfolgen, nicht aber von den im allgemeinen bedeutend lehrreicheren Mißerfolgen. Die Arbeiten sollen sich vorläufig auf die Einrichtung der Baustelle erstrecken. Dabei handelt es sich unter anderem um die richtige Wahl des Platzes, der Kraftquellen für Baumaschinen, der Materiallagerplätze, der Anlagen für Ausbesserung der Geräte und Maschinen, der Transportmittel usw.

Diese Aufgabe gewinnt immer mehr an Bedeutung, je mehr es darauf ankommt, in jeder Weise sparsam zu wirtschaften. Sie kann nur durch Zusammentragung von Erfahrungen und deren wissenschaftliche Auswertung gelöst werden. In ihrer Lösung verspricht sie einen außerordentlichen Vorteil durch Beratung besonders der kleinen und mittleren Unternehmungen und Betriebe.

VI. Transportwesen in Bau- und Verkehrsbetrieben.

1. Das Transportwesen im Baubetriebe soll zunächst im Zusammenhang mit der vorgenannten Aufgabe allgemein behandelt werden. Die Untersuchungen über den besonderen Fall der Schwerlasttransporte in Eisenbaubetrieben sind bereits vom Deutschen Eisenbau-Verband beabsichtigt.

2. Der wirtschaftlichste Übergang von einem zum anderen Verkehrswege im Zusammenhang mit der Vereinheitlichung der verschiedenen Bahnspuren: Infolge der außerordentlich hohen Transportkosten auf der Eisenbahn hat diese Frage für die Jetztzeit außerordentliche Bedeutung gewonnen. Zur Inangriffnahme bedarf es einer gründlichen Vorarbeit, die sich zunächst noch in den Anfangsstadien befindet.

3. Die Schiffahrt auf Werkkanälen gewinnt besonders in Süddeutschland gesteigerte Bedeutung, da die Zubringerkanäle für die Wasserkraft durch gleichzeitige Schiffbarmachung an Wirtschaftlichkeit bedeutend gewinnen würden. Die Vorarbeiten, die darin bestehen, die maßgebenden Stellen zu interessieren und zur Mitarbeit zu gewinnen. Ein Arbeitsausschuß ist in Bildung begriffen.

4. Die Anpassung des Straßenunter- und Oberbaues an die Anforderungen des neuzeitlichen Straßenverkehrs, unter besonderer Berücksichtigung der schnellfahrenden Lastfahrzeuge: Der großzügige Neubau von Landstraßen für den unzweifelhaft zukunftsreichen Lastkraftwagenverkehr ist ein Luxus, den wir uns in hoffentlich nicht allzuferner Zeit erst wieder leisten können. Deshalb kommt es vorläufig darauf an, die bestehenden Straßen zu erhalten und nach Möglichkeit so auszugestalten, daß der künftige Schwerlastverkehr nicht behindert wird.

VII. Selbstkostenwesen, Leistungs- und Lieferungsbedingungen.

Die Vereinheitlichung des bereits vorhandenen Stoffes erscheint zunächst notwendig, wozu bereits die nötigen Schritte getan sind. Sobald dies Ziel seiner Verwirklichung nahe gerückt ist, kann auch hier eine Verbreiterung der Arbeitsbasis vorgenommen werden.

Die Geschäftsführung: Dipl.-Ing. H. Mansfeldt.

Ergänzung der Mitgliederliste nach dem Stande vom 1. Mai 1921. (Vergl. Nr. 5, 1920 u. Nr. 2, 1921.)

Arnoldi, Ernst, Dipl.-Ing., Bln.-Charlottenburg.
Fonrobert, Felix, Dr.-Ing., Holzminden.
Einbeck, Carl, Ob.-Ing., Halle a. S.
Raisch, Johannes, Bauingenieur, Mannheim.
Bilfinger, Paul, Dr. Baurat, Mannheim.
Matschoss, Conrad, Prof., Dir. des Ver. Deutsch. Ingenieure, Berlin.
Meyer, Diedrich, Baurat, Dir. des Ver. Deutsch. Ing., Berlin.
Mewis, Willy, Dipl.-Ing., Friedland i. Ostpr.
Mautner, Karl W., Dr.-Ing., Direktor, Düsseldorf.
Müller, Richard, Dr.-Ing., Prof., Dresden-A.
Petermann, Adolf, Ob.-Ing., Dresden.
Stutz, Ludwig, Baurat, Karlsruhe.
Wohlgemuth, Fritz, Dipl.-Ing., Bln.-Wilmersdorf.
Weihe, Hermann, Prof., Bln.-Lankwitz.
Voss, Friedrich, Dipl.-Ing., Reg.-Bauführer, Bln.-Charlottenburg.
Sachs, Erich, Cand. Ing., Bln.-Charlottenburg.
Schulze, Axel, Stud. Ing., Bln.-Steglitz.
Kinkelin, Fritz, Ob.-Ing., Freiburg i. B.
Rheinbay, Hans, Dipl.-Ing., Vorstandsmitglied d. Continentalen Bau-Aktienges.-Danzig, Danzig-Langfuhr.
Becker, Wilhelm, Ob.-Ing., Frankfurt a. M.
Baresel, Wilhelm, Tiefbauunternehmer, Stuttgart.
Elwitz, Ernst, Dipl.-Ing., Düsseldorf.
Broeg, Georg, Reg.-Bmstr. a. D., Wilmersdorf.
Imm, Wilhelm, Bauingenieur, Frankfurt a. M.
Francke, Hugo, Ingenieur, Stettin.
Châtelet, Jakob, Bauingenieur, Augsburg.
Marquardt, Erwin, Dr.-Ing., Bauamtmann, Stuttgart.
Doblin, Robert, Stud. Ing., Steglitz.
Schwarz, Willi, Dipl.-Ing., Dortmund.
Steuernagel, Karl, Reg.-Bmstr., Rheinbach, Regbez. Köln.
Meng, Wilhelm, Ritter v., Dipl.-Ing., München.
Vatter, Hans, Ingenieur u. Tiefbauunternehmer, Mannheim.
Feyerabend, Alfred, Stud. Ing., Bln.-Charlottenburg.
Koder, Josef, Reg.-Bmstr. u. Prok. i. Fa. Grün & Bilfinger, München.
Ehlgötz, Hermann, Dipl.-Ing., Beigeordneter, Essen-R.
Wolff, Hermann, Dr., Dozent und Privatdozent, Bln.-Wilmersdorf.
Schultz, Friedrich, Ob.-Ing., Königsberg i. Pr.
Schempp, Karl, Dipl.-Ing., Reg.-Bmstr., Stuttgart.
Wiesler, Otto, Stud. Ing., Bln.-Charlottenburg.
Moegling, Otto, Ob.-Ing., Braunschweig.
Henke, Paul, Ingenieur, Grünberg i. Schles.
Stadler, Karl, Reg.-Bmstr., Jettenbach a. Inn.
Siebert, Karl, Reg.-Bmstr., Bln.-Friedenau.
Iff, Hermann, Dipl.-Ing., Papenburg b. Ems.
Bruch, Wilhelm, Dipl.-Ing., Bln.-Charlottenburg.
Dankelmann, Karl, Dipl.-Ing., Obering., Dresden-A.
Helm, Fritz, Dipl.-Ing., Untertürkheim-Stuttgart.
Roll, Rudolf, Dipl.-Ing., Bln.-Dahlem.
Holtzheuer, August, Ob.-Ing., Mannheim.
Wolff, Ludwig Friedrich, Dipl.-Ing., Assist. am Lehrstuhl für Baustatik und Brückenbau, Karlsruhe.
Schallhorn, Konrad, Stud. Ing., Bln.-Charlottenburg.
Voss, Friedrich, Reg.- u. Baurat, Kiel.
Henningsen, Heinrich, Ziv.-Ing., Cöln-Deutz.
Göttert, Erdmann, Minist.-Amtmann, Bauingenieur, Bln.-Schöneberg.
Krämer, Carl, bauleitender Ing. u. Betriebsleiter, Düsseldorf.
Blunk, Friedrich, Tiefbauingenieur, Halle a. S.
Zimmermann, Paul, Ingenieur, Werdau i. Sa.
Lehmann, Wilhelm, Oberingenieur, Werdau i. Sa.
Lietz, Bruno, Dipl.-Ing., Berlin.
Müller, Arthur Hugo, Reg.-Bmstr. a. D., Blankenese-Hamburg.
Mansfeldt, Heinrich, Dipl.-Ing., Bln.-Charlottenburg.
Hohns, Wilhelm, Bauingenieur, Stuttgart-Untertürkheim.
Unger, Rudolf, Stud. Ing., Dresden-N.
Dauter, Martin, Reg.-Baurat, Gumbinnen.
Küster, Hermann, Ingenieur, Bln.-Rosenthal I.
Bachler, Otto, Ingenieur, Elbing i. Westpr.
Fricke, Ernst, Cand. Ing., Hannover.
Riesner, Hans, Dr.-Ing., Dipl.-Ing., Garmisch.
Klempt, Helmut, Stud. Ing., Hannover.
Weiss, Alwin, Dipl.-Ing., Duisburg a. Rh.
Kohl, Ernst, Cand. Ing., Hannover.
Brückmann, Bruno, Cand. Ing., Hannover.
Funcke, Friedrich, Cand. Ing., Hannover.
Faerber, Julius, Dipl.-Ing., München.
Schack, Ulrich, Cand. Ing., Hannover.
Wunderlich, Friedrich, Cand. Ing., Bln.-Friedenau.
Graetz, Erich, Bauingenieur, Sagan.

Schriftleitung: Reg.-Baumeister Fr. Eiselen, Berlin-Lichterfelde, Karlstr. 99. — Verlag von Julius Springer in Berlin W. — Druck von H. S. Hermann & Co. in Berlin SW.

MITTEILUNGEN
der
DEUTSCHEN GESELLSCHAFT FÜR BAUINGENIEURWESEN
Schriftleitung: Regierungs-Baumeister Fr. Eiselen. Berlin-Lichterfelde, Karlstraße 99. Telephon: L. 1040.
(Geschäftsstelle der Gesellschaft: Berlin NW. 7, Sommerstraße 4a. Tel.: Centrum 15207—15212).
2. Jahrgang | 15. Juni 1921 | Nr. 11

ZIELE, FORTSCHRITTE UND WEGE NEUZEITLICHER HOLZBAUKUNST.

Von Dr.-Ing. Dr. Lewe, Berlin.

Wenn in der Überschrift das Wort „neuzeitlich" gebraucht wird, so soll damit keineswegs gesagt sein, daß die Möglichkeit, große Räume in Holz zu überdecken oder weitgespannte Hallen ingenieurmäßig in Holz zu erbauen, ausschließlich Sache der Neuzeit ist. Es ist ja bekannt, daß so manche Dachkonstruktionen Jahrhunderte alter Kirchen und Schlösser noch jetzt ihren Zweck durchaus erfüllen. In der Literatur[1]) ist eines rund 100 Jahre im Gebrauch befindlichen in Holz überdeckten Exerzierhauses des Alexanderregiments in Berlin und der Dachkonstruktion des aus der Goetheschen Zeit stammenden Theaters zu Lauchstädt Erwähnung getan. Hierhin gehören auch die Holzkonstruktionen des Lehrter Bahnhofs in Berlin und der Hamburger Bahnhöfe, sowie die teilweise aus dem Mittelalter stammenden Speicheranlagen unserer Hafenstädte, die sich alle ausgezeichnet bewährt haben. Bekannt ist auch, daß der in Kiefernholz erbaute Dachstuhl und Turm der berühmten Thomaskirche in Leipzig auf ein Alter von über einem halben Jahrtausend zurückblicken kann. Bei diesem Bau haben gerade die eisernen Verbindungsmittel, Bolzen, Klammern, Anker regelmäßig in Abständen von einigen Jahrzehnten wegen des Rostangriffs erneuert werden müssen, während die hölzernen Zapfen, Keile und Dübel der ersten Anlage noch bis auf den heutigen Tag sich erhalten haben. Beweist so die Geschichte des Holzbaues eine außerordentliche Lebensdauer des Materials, so bestehen weitere Vorzüge des Holzes in seiner Unempfindlichkeit gegenüber der Einwirkung von Salzen und Laugen, Gasen und Dünsten, wie solche der Betrieb der Färbereien, chemischen Fabriken oder der Zugang der schädlichen Rauchgase in den Lokomotivschuppen und Bahnhofshallen mit sich bringt. Hier ist die Rostgefahr von Eisenkonstruktionen eine große, weshalb man z. B. in den Betrieben der Kali-Industrie der Holzkonstruktion schon seit längerer Zeit den Vorzug gibt. Der wesentlichste Nachteil des Holzes (die Fäulnisgefahr dürfte bei Trockenbauten ausscheiden), ist seine Verbrennbarkeit, aber auch Eisenkonstruktionen werden durch Feuer zerstört, und zwar unter Umständen mit noch größerer Gefahrwirkung. Das Bauholz gerät nämlich erst bei hohen Wärmegraden in Brand, verbrennt nur langsam und zerfällt dann in so kleine Teile, daß der Einsturz eines Holzbinders die untere Konstruktion meist nicht gefährdet. Das Eisen dagegen verbiegt sich schon beim Beginn der Rotglut wegen der außerordentlich nachlassenden Festigkeit und durchschlägt dann beim Einsturz vielfach die unten liegenden Geschosse.

Der Verbrennbarkeit des Holzes ist man in neuerer Zeit durch die Anwendung verschiedener Mittel entgegengetreten. Die wirksamsten sind das Einpressen von unverbrennbaren Stoffen in die Zellbahnen nach Abscheidung des Zellsaftes. Es hat sich jedoch gezeigt, daß für den nächstliegenden Zweck einer Erhöhung der Feuersicherheit z. B. bei Lokomotivschuppen und Bahnhofshallen gegen Funkenflug ein Anstrich, der auf einige Millimeter eindringt, vollständig genügt. Bei höchsten Anforderungen an Feuerfestigkeit muß ebenso wie bei Eisenkonstruktionen zur Ummantelung mit Rabitz-, Gips- oder anderen Leichtdecken und Wänden gegriffen werden. Soweit letztere geeignet sind, auch die Festigkeitsegienschaften der Konstruktion zu erhöhen, worauf einige neuere Patente hinzielen, sind diese sicherlich als Fortschritt der Bauweise selbst zu begrüßen. Leider liegen derartige feuersicher abschließende Leichtdecken meistens in der Ebene der Untergurte, die an sich einer erhöhten Verstärkung nicht bedürfen, weil sie auf Zug beansprucht sind. Aber häufig kommen auch Fälle vor, wo der feuersichere Abschluß von auf Druck oder auf Knickung beanspruchten Konstruktionsteilen gewünscht wird. In solchen Fällen lassen sich leicht die Abschlußwände zu einer Verstärkung der Konstruktionsteile ausbilden.

Das Ziel der neueren Holzbaukunst geht, wie es bei dem jüngsten Mitbewerber auf dem Gebiete der weitgespannten Konstruktionen zu erwarten ist,

1. auf die Vergrößerung seines Anwendungsbereiches,
2. auf die Verbesserung seiner Wirtschaftlichkeit.

Die Hindernisse die dem unter 1. genannten Streben des Holzbaues entgegenstehen, sind bereits in dem Vorstehenden teilweise vorweggenommen worden. Die Vorurteile gegen diese neu zum Leben erweckte Bauweise, insbesondere dasjenige der Annahme geringerer Feuersicherheit und das der Zweifel an sorgfältiger Herstellung werden mit der Ausbreitung der Bauweise selbst schwinden und einer gerechteren Beurteilung Platz machen müssen. Die Vergrößerung des Anwendungsbereichs wird dann aber nur in der Vergrößerung der Spannweiten, der raffinierteren Ausnutzung der Querschnitte und der damit erzielten Gewichtsverringerung der Konstruktionen liegen.

Rechnet man für Eisen die zulässige Zugspannung mit 1200, die Druckspannung wegen Berücksichtigung der Knicksicherheit mit 800, im Mittel also mit $\sigma_{zul.} = 1000$ kg/cm^2, das Raumgewicht mit 8000 kg/cbm, den Elastizitätsmodul mit $E = 2\,100\,000$ und beim Holz mit den entsprechenden Zahlen 100, 500, 100 000, so ergibt sich daraus, daß die Stäbe einer Binderkonstruktion in Eisen ausgebildet ungefähr nur $^1/_{10}$ des Querschnitts benötigen wie in Holz. Trotzdem aber wird die Holzkonstruktion bei gleich großen Stabkräften noch ungefähr 40 vH leichter ausfallen können, da das jetzt meist zur Verwendung gelangende Kiefern- und Fichtenholz 16 mal so leicht wie das Eisen ist. Noch günstiger für den Holzbau gestaltet sich dieser Gewichtsunterschied, wenn, wie es bei weitgespannten Konstruktionen meist der Fall ist, das Eigengewicht für die Berechnung der Stabkräfte gegenüber der Nutzlast die größere Rolle spielt.

Man kann deshalb im allgemeinen mit Gewichtsersparnis gegenüber dem Eisenbau rechnen. Der Eisenbau sucht diese Nachteile durch die bei diesem homogenen Material leichtere größere Teilung der Einzelglieder auszugleichen und in dem Streben nach möglichst hohen Ziffern der zulässigen Beanspruchungen. Insbesondere in folgenden Punkten muß der Holzbau zwecks Erreichung großer Spannweiten dem Eisenbau nachzueifern versuchen:

1. in der besseren Ausgestaltung der auf Biegung oder auf Knickung beanspruchten Tragglieder,
2. in der Verwendung leichter, einfacher und sicher wirkender Verbindungs- und Anschlußmittel,
3. in der Verbesserung der Bauüberwachung, in der Verwendung nur guten Materials und entsprechender Herabsetzung der gegenüber anderen Bauweisen zu hohen Sicherheitszahlen.

In dem ersten Punkte kann der Holzbau Musterbeispiele sinnreich ersonnener Biegebalken- und Knickstab-Ausbildungen aus der Flugzeugindustrie holen. Die hölzernen Holme der Tragflächen von Flugzeugen sind nämlich gleichzeitig auf

[1]) Z. d. Bauverwltg. 1907, S. 418.

Biegung und auf Knicken beansprucht und deshalb der Gewichtsersparnis halber in Kastenform, I-Form oder [-Form ausgebildet. Will man also die bei der Vergrößerung der Lasten und Spannweiten sich ergebenden schweren Druckglieder vermeiden, so kann man, wie im Eisenbau bei großen Längen üblich[2]), den Druckstab wie eine Gittersäule aus Querschnitten zusammensetzen oder wie im Eisenbau für große Drücke und im Flugzeugbau allgemein Kasten- oder I-Profile wählen.

Die von einem Druckstab aufzunehmende größte Knickkraft ist bekanntlich proportional dem Elastizitätsmodul mal dem Querschnittsträgheitsmoment gemäß der Formel:

$$P_k = \frac{\pi^2 E J}{4 \cdot l^2} \quad \ldots \ldots \ldots \ldots \quad (1$$

Denkt man sich nun für den Vergleich der Einfachheit halber ein großes Trägheitsmoment durch die Ausbildung des Querschnitts aus zwei hohen Stegen zu einem Kastenprofil, im Holzbau durch zwei hochstegige Balken nach der Abb. 1 zusammengesetzt, und ist, wie bereits oben abgeleitet, der Holzquerschnitt 10 mal so groß als der Eisenquerschnitt, so muß zur Erzielung der Aufnahmefähigkeit für die gleiche Knickkraft der mittlere Abstand d wegen des 10 mal kleineren Elastizitätsmoduls im Holzbau $\sqrt{10} = \sim 3$ mal größer sein als im Eisenbau. Der Holzbau ist demnach gegenüber dem Eisenbau bezüglich der Erzielung großer Querschnittsträgheitsmomente nicht im Nachteil, weil die obige Forderung mit der Notwendigkeit des etwa 10 fach größeren Querschnitts gut übereinstimmt. Der Eisenbau vermeidet im allgemeinen die gleichzeitige Inanspruchnahme der Druckstäbe auf Biegen und Knicken, indem von Knotenpunkt zu Knotenpunkt laufende eigene Längsträger angeordnet werden. Im Holzbau ist das nicht immer der Fall. Die Querträger jedoch sind meist auf Biegung allein beansprucht. Hier hat der Eisenbau durch die leichte Ausbildungsmöglichkeit der I-förmigen Blechträger vor dem Holzbau einen großen Vorsprung. Bei den im Holzbau bisher ausgeführten Biegebalken I-förmigen Querschnitts ist die Ausbildung der Balkenenden und die Verbindung zwischen Steg und Flanschen am schwierigsten, Schwierigkeiten, die der Eisenbau durch die Anordnung von Winkeln und Nieten auf das einfachste vermeidet. Sollte die weitere Vervollkommnung der I-Form im Holzbau, was zu erwarten ist, gelingen, so könnte man auch für die auf Biegung beanspruchten Querträger, Pfetten und Balken eine Gewichtsverminderung des Holzbaues gegenüber dem Eisenbau annehmen und damit dem Holzbau durch die Erzielung größerer Spannweiten den Anwendungsbereich erweitern.

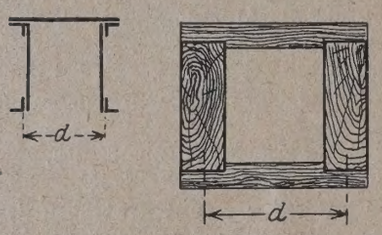


Abb. 1. Obergurt in Eisen und in Holz.

Als Anschluß- und Verbindungsmittel sind im Holzbau bisher Bolzen, Klammern, Dübel und Zwischenplatten bekannt geworden. Von der Verwendung hölzerner Verbindungsmittel ist man neuerdings abgekommen, weil durch das Quellen und Schwinden des Holzes eine Unsicherheit entsteht. Die oben genannten Verbindungsmittel sind in der Regel aus Eisen. Diejenige Verbindung ist als die wirtschaftlichste zu bezeichnen, die den geringsten Eisenaufwand erfordert. Die Abb. 2 bietet hierzu einen interessanten Vergleich zwischen einigen bekannten Verbindungsmitteln, die das Gemeinsame haben, daß der Querschnitt rund ist. Der Gewichtsvergleich betrifft eine anzuschließende Stabzugkraft von 10 000 kg. Es sind ein Ringdübel und Rohrbolzen mit einer Anzahl massiver Scheibendübel, Runddübel oder Bolzen verglichen. Als zulässiger Leibungsdruck ist 80 kg/cm² zugrunde gelegt. Bei der Leichtigkeit des Rohrdübels und der gleichzeitigen Wirksamkeit des geschlitzten Ringdübels auf Kernholz und Vorholz ergibt sich bei dem Gewichtsvergleich ein beträchtlicher Vorteil zuungunsten der massiven Runddübel, wie aus der folgenden Aufstellung hervorgeht.

Ringdübel.

2 Ringe 18 $\varnothing$ 2 · 1,34	=	2,68 kg
Bolzen 25 cm lang	=	1,16 ,,
		3,84 kg
die Hälfte		1,9 ,,

Scheibendübel.

4 Scheiben 3,6 · 18 $\varnothing$	= 4 · 7,4 =	29,6 kg
2 $^7/_8$-Bolzen 2 · 1,16	=	2,32 ,,
		31,92 kg
die Hälfte		16,00 ,,

Runddübel.

10 Zylinder 5,0 · 5,0 $\varnothing$ zu 0,75 . .	=	7,6 kg
5 Stück $^8/_8$" 25 cm lang zu 0,210 .	=	1,1 ,,
		8,9 kg
die Hälfte		4,5 ,,

Bolzen.

8 Bolzen $^7/_8$" 25 cm lang zu 1,16	=	9,3 kg
die Hälfte		4,6 ,,

Rohrbolzen.

4 Gasrohre 40 mm $\varnothing$ 16 cm lang .		1,40 kg
1 Rohr 80 mm $\varnothing$ 16 cm lang . .		1,00 ,,
2 Gelenkstühle 16 cm lang		1,00 ,,
Knotenblechanteil		2,50 ,,
		5,90 kg
die Hälfte		3,00 ,,

Was nun die Festigkeit bzw. Sicherheit der Verbindungsmittel anbetrifft, so führt die durch sie bewirkte Abscherung oder Spaltung zur Zerstörung des Tragswerks. Beide Gefahren sind deshalb durch Überstehen der Hölzer und sichere Querverbindung zuerst zu beseitigen. Bezüglich der Spaltgefahr ist der Rohrdübel den andern in der Abb. 2 gezeigten Verbindungsmitteln unterlegen, weil bei ihm die ganze Breite des Querschnitts, bei den Dübeln jedoch nur ein kleiner seitlicher Teil auf Spalten gefährdet ist. Abgesehen vom Abscheren und Spalten bietet die Nachgiebigkeit des Knotenpunktes ein Maß für die Beurteilung der Güte des Verbindungsmittels. Dasjenige Anschlußmittel ist nämlich vorzuziehen und als wirksamstes zu bezeichnen, bei dem die Verhältniszahl: Knotenpunktsnachgiebigkeit dividiert durch Leibungsdruck den geringsten Wert hat. Zur Erreichung dieses Zweckes dürfen die Dübel, wie es z. B. bei den in der Zimmermannsbauweise bekannten Flachdübeln der Fall ist, nicht drehen, weil sonst der Leibungsdruck sich über die Tiefe der Nut nicht mehr annähernd gleichmäßig, sondern außerordentlich ungleichmäßig verteilt. Der Nachteil der Bolzenverbindung der Abb. 2 besteht in der großen Verbiegungsfähigkeit und der damit verbundenen Nachgiebigkeit des Knotens. Die Rohrbolzen sind deshalb als Fortschritt gegenüber den einfachen Bolzen zu bezeichnen. Für die weitere Beurteilung kommen noch die Zuschläge in Betracht, die wegen Abrechnung der Dübelnuten oder Bohrlöcher vom Querschnitt des angeschlossenen Stabes

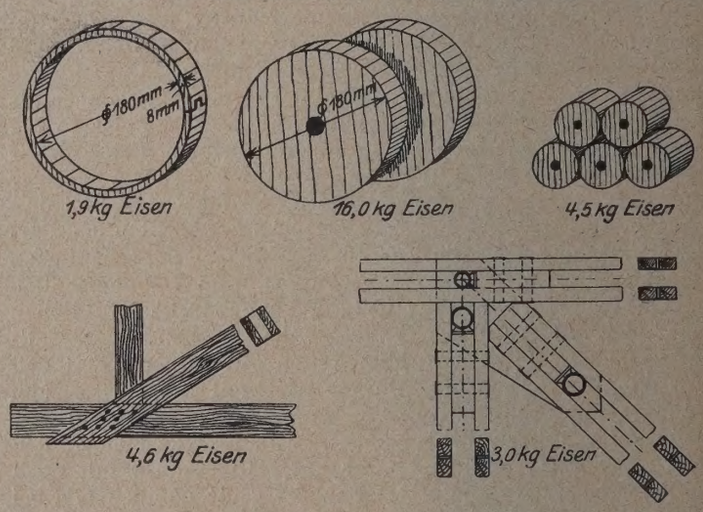


Abb. 2. Eisenbedarf verschiedener Dübel.

[2]) Schaper. Eiserne Brücken, S. 148.

gemacht werden müssen. Diese fallen um so geringer aus, je mehr Dübel oder Bolzen hintereinander angeordnet werden können. Im Eisenbau sind ja häufig vier und mehr Niete hintereinander gesetzt, wodurch die Querschnittsschwächung auf ¼ derjenigen bei einer einreihigen Nietanordnung herabgesetzt wird[3]). Außerdem ist der Eisenbau hier im großen Vorteil wegen der hohen Bemessung der Ziffer für den zulässigen Leibungsdruck. Mit der neuerdings zugelassenen Zahl von 2000 kg/cm² dürften Spannungswerte erreicht sein, bei denen an der Berührungsstelle zwischen Niet und Lochwand tatsächlich die Streckgrenze überschritten ist. Dem Eisenbau ist als Lochwanddruck der doppelte Wert der sonst zulässigen Druckspannung zugesprochen, während dem Holzbau keine höheren Lochwanddrücke als die Normaldruckspannungen zugestanden sind. Das ist offenbar eine Benachteiligung, zumal zahlreiche Versuche der verschiedenen Holzbaufirmen mit den ihnen patentierten Knotenpunktsverbindungen erwiesen haben, daß auch im Holzbau die Druckspannung für die örtlichen Lochwanddrücke bedeutend höher, bis etwa auf 100 bis 120 kg/cm², angesetzt werden darf[4]).

Ein weiteres Ziel des neuzeitlichen Holzbaues bleibt die Ausgestaltung des Versuchswesens, die Ermittlung leicht anwendbarer und besserer Prüfmethoden für die Güte des Materials auf der Baustelle, damit mit dem Mißtrauen gegen diesen Baustoff aufgeräumt wird. Zu diesem Zweck haben sich seit einiger Zeit die Firmen der Holzbauindustrie zusammengeschlossen, um einmal Gütevorschriften für die von ihnen benutzten Hölzer sich freiwillig gegenseitig aufzuerlegen und ferner in gemeinsamer Arbeit unter Inanspruchnahme der vorhandenen amtlichen Prüfanstalten für die weitere Ausgestaltung des Prüfwesens für den Baustoff und die aus ihm hergestellten Konstruktionen zu sorgen. Gerade die Herausgabe von Lieferungsbedingungen sind es ja im Eisenbau gewesen, die den überwachenden Behörden eine Erhöhung der zulässigen Spannungswerte möglich erscheinen ließen. Als Beispiel für die Notwendigkeit solcher die Firmen gegenseitig und der Behörde gegenüber verpflichtenden Vorschriften sei auf die etwa 6—8fache Sicherheit der Zugstäbe eines Holzbaues gegenüber einer dreifachen desselben Tragwerkes im Eisenbau aufmerksam gemacht, die seitens der Behörde damit als gerechtfertigt begründet wird, daß beim Vorhandensein eines Astes der auf Zug wirksamen Querschnitte auf die Hälfte und mehr herabgemindert werden kann. Bei den jetzt üblichen Holzstärken kann nicht zugegeben werden, daß eine so große Aststelle unbemerkt bleiben würde. Die Lieferungsvorschriften bzw. Baupolizeibestimmungen brauchen also nur die Firmen bzw. die überwachenden Baupolizeibeamten anzuweisen, bei den Zugstäben für das Holz auf Reinheit von Ästen zu sehen, um die Zugspannungswerte beträchtlich erhöhen zu können. Dabei kann noch ziemlich glimpflich verfahren werden, weil eine Aststelle, die etwa $^1/_{10}$ des Querschnitts einnimmt und auf alle Fälle sichtbar ist, bei den hohen Festigkeitswerten noch zugelassen werden kann.

Mit der Verwendung nur guten Materials wird der Holzbau bei Behörden und Bauherren das ihm in früheren Jahrzehnten entgangene Vertrauen wiedergewinnen und dem Holzbau das Anwendungsgebiet erobern, das ihm entsprechend der Billigkeit der Bauweise und dem fühlbar werdenden Mangel an Eisen zukommt. Außerdem müssen aber auch unsere Hoch- und Mittelschulen sich dieses Baustoffs wieder mehr als bisher annehmen und die Studenten und Schüler wieder die Verfahren und Untersuchungsmethoden lehren, die die Art, die Fehler und Krankheiten und somit die Güte und Baugeeignetheit des Holzes erkennen lassen. Auch ist es notwendig, daß dem Bauingenieur wieder die Unterschiede klar werden, die diesen Baustoff gegenüber homogenen Baustoffen kennzeichnen. Ein Beispiel für den Mangel hieran sind ja die preußischen Baupolizeibestimmungen, in denen das Holz mit einigen Spannungsziffern und wenigen Sätzen abgetan wird, was dazu geführt hat, daß der Bürotechniker beim Entwurf über die Unterschiede in der Festigkeit des Holzes in den verschiedenen Richtungen: längs und quer zur Faser, Spiegel- und Umfangsrichtung, hinwegsieht. An dem Niedergange des Holzbaues gleichzeitig mit dem Emporblühen der Eisen- und Eisenbetonindustrie tragen daher auch unsere Behörden und Bauschulen ebenfalls Schuld.

[3]) Hintereinander angeordnete Niete werden allerdings durchaus nicht gleichmäßig beansprucht. Untersuchungen von W. Findeisen (Dissertation Dresden).

[4]) Vgl. hierzu Bruchprobe mit geschlitzten Ringdübeln „Neudeutsche Bauzeitung" 1921, Seite 93, und „Sparsame Bauweise" 1921, Seite 44.

AUS DER FACHLITERATUR DES AUSLANDES.

50 Jahre Entwicklung des schweizerischen Bergbahnbaues.

Am 21. Mai d. Js. ist die erste Bergbahn der Schweiz und zugleich Europas, die Zahnstangen- oder Zahnradbahn auf den Rigi von Vitznau am Vierwaldstättersee, dem Verkehr übergeben worden. Das gibt der „Schweizerischen Bauzeitung" in Nummer 21 des I. Hlbd. d. Js. die Veranlassung zu einem Rückblick auf die Entwicklung der Schweizerischen Bergbahnen, die, wenn auch Rückschläge nicht ausgeblieben sind, seit 1871 eine ungeahnte Ausdehnung erfahren haben. Die Schweiz besitzt zur Zeit 25 Zahnradbahnen und 49 Seilbahnen, sie hat außerdem den Bergbahnbau in anderen Ländern stark beeinflußt. Der Verfasser des obengenannten Berichtes, der Bergbahningenieur H. Peter, Zürich, nimmt für die Schweiz in Anspruch, daß von 140 Zahnradbahnen der Welt, abgesehen von 8 alten Linien, sämtliche nach Konstruktionen der Schweizer Ingenieure ausgeführt seien, die, wie Riggenbach, Roman Abt, Strub, Locher, Pauli, Bucher und andere den Bergbahnbau zu ihrer besonderen Aufgabe gemacht, ihn wesentlich gefördert haben. Ebenso wurden eine große Zahl von Seilbahnen in anderen Ländern ausgeführt, die ihre Neuausrüstung aus der Schweiz erhalten haben. Insofern kann das Jubiläum der Schweizer Bergbahnen als ein solches des Bergbahnbaues überhaupt bezeichnet werden und ist die dortige Entwicklung in vieler Hinsicht auch richtunggebend gewesen für andere Länder. Das rechtfertigt ein kurzes Eingehen auf die erwähnte Veröffentlichung, deren Ausführungen wir in einigen Punkten ergänzen.

Der Gedanke, die Zahnstange zur Überwindung von Steigungen heranzuziehen, geht bis auf das Jahr 1811 zurück. Auch die ersten englischen Grubenbahnen nützen diesen Gedanken aus, insofern, als an den Schienen selbst seitliche Zapfen angegossen waren, in die die Zähne der Treibräder eingriffen. Die Sache wurde aber wieder aufgegeben, weil sich das Gewicht des Dampfmotors im Verhältnis zu seiner Zugkraft zu ungünstig stellte. Erst im Jahre 1866 wurde dann wieder zur Zahnstange gegriffen, als es galt, eine Touristenbahn mit starker Steigung auf den Mount Washington in Nordamerika zu bauen. Der Ingenieur Sylvester Marsh wendete dabei eine Leiterzahnstange an, die aus Winkeleisen mit Rundeisensprossen hergestellt war. Die Zahnstange von Riggenbach ist ebenfalls eine Leiterzahnstange, bei der aber trapezförmige Zähne zwischen ⌐-Eisen genietet sind. Nach seinem Zahnstangen- und Lokomotivsystem sind auch die Zahnradbahnen auf den Drachenfels und Niederwald erbaut worden.

Nachdem auch in wirtschaftlicher Beziehung glänzenden Erfolg der Vitznau-Rigi-Bahn trat infolge des finanziellen Mißerfolges der nächstgebauten Bahnen ein Rückschlag ein, so daß von 1875 an 13 Jahre lang weitere Zahnradbahnen der Schweiz nicht mehr zur Ausführung kamen. Die Verbesserungen Romah Abt's, der wieder zur ursprünglichen Form der Zahnstange zurückkehrte, bei der Zahn und Steg aus einem Stück bestehen, wurden zunächst im Auslande ausgenutzt. Seine Zahnstange besteht aus mehreren nebeneinander gelegten verzahnten Flachschienen oder Lamellen, deren Zähne gegeneinander versetzt sind, so daß dem Zahnrad ein vermehrter Eingriff gesichert ist. In Deutschland wurde das Abt'sche System bei der 1882—85 erbauten Harzquerbahn — gemischte Zahnrad- und Reibungsbahn — angewendet. Erst 1888 wurde dann nach den Plänen Lochers eine weitere Zahnradbahn, die Pilatusbahn in der Schweiz gebaut, deren Neigungen bis auf 48 vH gesteigert sind. Die Zahnstange ist eine sogenannte Fischgräten-Zahnstange, deren doppelte Zahnreihen wagerecht angeordnet sind. Auch sonst weist diese Bahn, bei der Dampfmotorwagen angewendet worden sind, mancherlei Neuerungen auf. Im Jahre 1888 wurde die erste Bahn gemischten Systems mit vereinigter Reibungs- und Zahnrad-Lokomotiven nach Riggenbach'scher Bauweise, die Überschreitung des Brünig, eröffnet und im gleichen Jahr die erste Ausführung Abt'scher Bauweise in der Schweiz, die Bahn auf den Monte Generoso. Sie zeigt ein neues Lokomotivsystem und führt statt der schwerfälligen Schiebebühne die Zahnradweiche ein.

Während die älteren Zahnradbahnen mit 80 cm-Spur gebaut wurden, erhielten die neuen nach 1890 durchweg 1 m-Spur. Seit 1892 wurde außerdem der elektrische Betrieb auf einer Reihe neuer Bahnen eingeführt, erstmalig bei der Linie auf den Mont-Salève bei Genf. 1898 werden die Linien Stansstad-Engelberg, die Gornergrat-Bahn und die erste Teilstrecke der Jungfraubahn eröffnet, die alle mit Dreh-

strom betrieben werden. Die erstere hat Leiterzahnstange, die zweite eine Lamellenzahnstange nach Abt und die dritte eine neue Form nach Strub erhalten, welch' letztere dann auch noch bei weiteren Bergbahnen Anwendung fand. Die Engelberg-Bahn zeigt gemischtes System mit Motorwagen für die Reibungsstrecke, Zahnradlokomotiven, die hintenangeschoben werden, für die Zahnstangenstrecke. Bei den beiden anderen und späteren Ausführungen werden beide Mechanismen in einem Motorwagen oder in einer Lokomotive vereinigt; sie bedienen sich meist des Gleichstroms als Antriebskraft. Als neuestes System ist zu den schon genannten das sogenannte „Kletter-Zahnbahn-System hinzugekommen für gemischten Betrieb und sehr große Neigungen. Dieses von H. Peter herrührende System beansprucht für sich den Vorteil der Anwendungsmöglichkeit sehr hoher Steigungen, also kurzer Linie, größerer Sicherheit und Wirtschaftlichkeit des Betriebes. Ausführungen bis zu 50 vH Steigungen sind im Gange.

Bei den 25 derzeit im Betrieb stehenden Schweizer Zahnradbahnen schwanken die Anlagekosten der reinen Zahnstrecken zwischen 170 000 und 970 000 Frcs., die der gemischten Bahnen (mit Ausnahme der besonders gearteten Jungfraubahn) zwischen 100 000 bis 320 000 Frcs. Die Verzinsung der Bahn ist natürlich, je nach ihrem Verkehr und ihren Anlagekosten, eine sehr wechselnde. Die Vitznau-Rigi-Bahn brachte 15—20 vH Dividende in den ersten 3 Jahren ihres Betriebes, die Pilatusbahn 7 vH. Im Mittel betrug die Verzinsung des gesamten Anlagekapitals vor dem Kriege 3,8 vH. Seit dem Kriege sind die Bergbahnen der Schweiz wie alle anderen Bahnen des Landes notleidend.

Während der 13-jährigen Periode, in der Zahnradbahnen in der Schweiz nicht mehr gebaut wurden, kamen seit 1877 die Seilbahnen auf, die sich seitdem stetig entwickelt haben. Die erste war die Seilbahn Lausanne—Ouchy mit Wasserturbinenbetrieb und mit automatischer Schlittenbremsung, System Riggenbach, an den Wagen. Im Jahr 1879 folgte die Gießbachbahn mit Wasserübergewichtsbetrieb, automatischer Ausweichung und Wagenbremsung nach Abt. Dieser sehr einfache und billige, aber nicht für alle Fälle geeignete Wasserballastbetrieb, wurde in der Folge bei einer ganzen Reihe von Seilbahnen angewendet. Die Einführung der Zentrifugalbremse von Pauli und des Ballastseiles bedeuten weitere Fortschritte. Die 1884 erbauten Bürgenstock-Bahn ist die erste elektrisch angetriebene Seilbahn. Die 1893 eröffnete Stanserhorn-Bahn die erste, bei der die Zahnstange fortgelassen ist und an Stelle der Zahnstangenbremsung die Schienenbremsung nach Bucher trat. Die Bahn ist in drei völlig voneinander unabhängige Einzelabschnitte geteilt. Seit 1892 werden dann nur noch zweischienige elektrisch betriebene Seilbahnen gebaut ohne Zahnstange und mit automatischer Ausweichung. Die letzte ist die während des Weltkrieges eröffnete Bahn Treib-Seelisberg am Vierwaldstätter See.

Besondere Fortschritte sind bei den neuen Seilbahnen im Bau der Wagenbremsen und des Antriebes zu verzeichnen. Die Seilstrecken werden bis auf 2187 m Betriebslänge ausgedehnt, während in einer Strecke Höhen bis 976 m überwunden werden. Die Höchstneigung steigt bis auf 70 vH (88 vH). Von den mit Schweizer Ausrüstung arbeitenden Seilbahnen in Deutschland sei die Linie Heidelberg—Königstuhl genannt.

Umgekehrt ist auch das System des deutschen Ingenieurs Feldmann, die Seilschwebebahn, in der Schweiz zur Ausführung gekommen, so bei dem 1907 eröffneten Wetterhorn-Bergaufzug oberhalb Grindelwald mit Sicherheitsbremsen der Gießerei Bern. Dem System wird vom Verfasser bei seinen im Verhältnis zur Leistungsfähigkeit hohen Anlagekosten nur ein beschränktes Anwendungsgebiet bei außerordentlichen Geländeschwierigkeiten zugesprochen.

Den Seilbahnen wird im übrigen gegenüber den Zahnradbahnen der Vorteil geringeren Energiebedarfs, dagegen der Nachteil geringerer Leistungsfähigkeit und namentlich auch geringerer Eignung für stark wechselnden, stoßweisen Verkehr zuerkannt. Auch paßt sich die Seilbahn weniger leicht an schwierigen Geländeverhältnissen an. Bezüglich der Kosten zeigen sich ebenfalls wie bei den Zahnradbahnen große Unterschiede. Abgesehen von der anormalen Linie Lausanne—Ouchy schwanken die Baukosten für 1 km zwischen 150 000 und 970 000 Frcs., also etwa in denselben Grenzen wie für die Zahnradbahn. Im Mittel ist mit 500 000 Frcs. zu rechnen. Die mittlere Verzinsung sämtlicher Zahnradbahnen der Schweiz betrug vor dem Kriege 3,9 v H.

GESCHÄFTLICHE MITTEILUNGEN DER GESELLSCHAFT.

Endgültige Tagesordnung der Hauptversammlung am 20.—22. Juni 1921 in München.

Versammlungsort: Hauptrestaurant im Ausstellungspark Theresienhöhe.

Die Hauptversammlung der „Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen" findet im Rahmen der „Ausstellung für Wasserstraßen und Energiewirtschaft in Bayern" statt.

Sämtliche Veranstaltungen mit Ausnahme der Vorstandssitzung sind öffentlich.

Montag, den 20. Juni 1921:

vorm. 9 Uhr: Eröffnung der Tagung durch den ersten Vorsitzenden Herrn Geh. Baurat Professor Dr.-Ing. de Thierry.

vorm. 9½ „ Vortrag des Herrn Professor Dantscher-München: Die Entwicklung des Wehrbaues im Zusammenhang mit der Wasserkraftausnutzung.

vorm. 11 „ Referat des Herrn Dipl.-Ing. Gerloff: Die Sicherstellung des technisch-wissenschaftlichen Wiederaufbaues durch die Technische Nothilfe.

nachm. 3 „ Besichtigung und Führung durch die Ausstellung. (Die Führung haben Referenten aus den Ministerien übernommen.)

nachm. 6 „ Vorstandssitzung.

nachm. 8 „ Geselliges Beisammensein. (Ort wird noch bekanntgegeben.)

Dienstag, den 21. Juni 1921:

vorm. 9 Uhr: Vortrag des Herrn Oberingenieur Grünhut-Zürich: Die Verlegung der linksufrigen Seelinie in der Stadt Zürich.

vorm. 11 „ Vortrag des Herrn Oberregierungsrat Krieger-München, Staatskommissar für den Ausbau der mittleren Isar: Die wirtschaftlichen Grundlagen des neuzeitlichen Wasserkraftausbaues.

nachm. 4 „ Mitgliederversammlung.

1. Bericht über die bisherige Tätigkeit der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen.
2. Richtlinien für die weitere Arbeit der Gesellschaft.
3. Finanzielles.
4. Verschiedenes.

Mittwoch, den 22. Juni 1921: Ausflüge.

a) Ausflug nach dem Walchensee. Fahrt: 7^{15} Uhr vorm. ab München, 10 Uhr vorm. an Kochel (mittels Staatsbahn IV. Klasse oder Isartalbahn III. Klasse). Fußwanderung: Kochel—Urfeld über die alte Kesselbergstraße. In Urfeld Mittagessen und daran anschließend Besichtigung des Stolleneingangs. Fußwanderung: Urfeld—Wasserschloß—Altjoch—Hotel „Grauer Bär". Im Hotel „Grauer Bär" Einnahme von Kaffee. Rückfahrt: Kochel—München (mittels Staats- oder Isartalbahn), ab Kochel etwa 6^{20} Uhr nachm. Preis M. 70,—. (In diesen Preis ist das Abendessen nicht eingeschlossen, so daß es beliebig eingenommen werden kann.)

b) Postautofahrt. Fahrt: 7^{15} Uhr vorm. ab München, 10 Uhr vorm. an Kochel (mittels Staatsbahn IV. Klasse oder Isartalbahn III. Klasse). Postautofahrt: Kochel—Urfeld—Krünn (Besichtigungen) —Urfeld. Mittagessen in Urfeld. Fußtour über Wasserschloß nach Altjoch zum Hotel „Grauer Bär" (Einnahme des Kaffees). Rückfahrt: Kochel—München (mittels Staats- oder Isartalbahn) ab Kochel etwa 6^{20} nachm. Preis 100,— M.

c) Ausflug nach der mittleren Isar. Besichtigung der Wehrbaustelle und der Erdarbeiten. Nähere Angaben erfolgen durch die Münchener Vertretung des Norddeutschen Lloyd. Ungefährer Preis 40,— M.

Die Unterkunftsvermittlung in München erfolgt durch den Bremer Norddeutschen Lloyd, München, Residenzstraße 3, Telegramm-Adresse: Nordlloyd München, Fernsprecher: Nr. 20602, Bankkonto: Deutsche Bank, Filiale München, Postscheck-Konto: Nr. 1429, München. Auch die Anmeldungen zu den Ausflügen sind an die gleiche Adresse zu richten.

Schriftleitung: Reg.-Baumeister Fr. Eiselen, Berlin-Lichterfelde, Karlstr. 99. — Verlag von Julius Springer in Berlin W. — Druck von H. S. Hermann & Co. in Berlin SW.

MITTEILUNGEN
der
DEUTSCHEN GESELLSCHAFT FÜR BAUINGENIEURWESEN
Schriftleitung: Regierungs-Baumeister Fr. Eiselen. Berlin-Lichterfelde, Karlstraße 99. Telephon: L. 1040.
(Geschäftsstelle der Gesellschaft: Berlin NW. 7, Sommerstraße 4a. Tel.: Centrum 15207—15212).

2. Jahrgang | 30. Juni 1921 | Nr. 12

ZUR FRAGE DER NORMUNG VON SAND UND KIES.

Nach den deutschen Bestimmungen für Beton und Eisenbeton werden unter Sand Körnungen bis 7 mm Größe, unter Kies solche bis etwa 70 mm größter Abmessung verstanden. Das natürliche Gemenge von Sand und Kies wird als Kiessand bezeichnet. Eine weitere Abstufung und Unterscheidung besteht nicht.

Es ist nun in der Fachpresse mehrfach die Ansicht ausgesprochen worden, daß diese Unterscheidung nicht ausreiche, daß sich bei Ausschreibungen daraus Mißverständnisse ergeben, und daß es daher wünschenswert sei, allgemein anerkannte Normen für Sand und Kies aufzustellen. In der „Tonindustrie-Zeitung" Jhg. 1920 Nr. 153 ist zuerst die Anregung gegeben worden, schärfer gefaßte Begriffserklärungen durch die Fachvereine aufzustellen. Es müsse dabei eine weitergehende Unterscheidung nach Korngröße vorgenommen werden und es müsse in der Bezeichnung auch die Herkunft zum Ausdruck kommen, da es in der Natur Gruben- und Flußkies gibt, und außerdem Sand auch aus natürlichen Gesteinen künstlich gewonnen wird. Die Korngestalt ist aber je nach der Herkunft des Sandes verschieden, bei Flußsand und -kies rund und meist glatt, bei Grubensand und -kies rund und scharfkantig gemischt, bei im Steinbrecher gewonnenem Quetschsand und -kies nur scharfkantig. Die Korngestalt gibt aber dem Sand und Kies für gewisse Zwecke besondere Eignung.

Es wird in diesen Artikeln auf einen im „Zentralblatt für das deutsche Baugewerbe" 1920 Nr. 45 gemachten Vorschlag für eine sehr weitgehende Gliederung dieser Begriffserklärung hingewiesen. Es werden nicht weniger als 8 Abstufungen der Körnung aufgestellt:

Grobschotter,	Körnung	unter	60	mm
Feinschotter	„	„	40—60	„
Grobkies	„	„	10—40	„
Feinkies	„	„	2—10	„
Grobsand	„	bis	2	„
Mittelsand	„	„	1	„
Feinsand	„	„	0,5	„
Schwemmsand	„	unter	0,5	„

Damit würde die bisherige Unterscheidung, wie sie im Betonbau üblich geworden ist, ganz beseitigt werden. Für das natürliche Gemisch von Sand und Kies wird der Name Sandkies oder Kiessand vorgeschlagen, je nachdem der eine oder andere Teil überwiegt.

In einer weiteren Mitteilung in Nr. 7, Jhg. 1921 der „Tonindustrie-Zeitung" wird auf Vorschläge der Kalksandsteinindustrie hingewiesen, die sich nur auf Sand beziehen und hier 5 Abstufungen vorsehen:

Durchmesser:				Sieb mit:
Gröbstes Korn	etwa 5,1	— 7	mm	7 mm im Geviert Maschenweite
Grobes Korn	„ 2,1	— 5	„	5 mm od. Sieb m. 4 Maschen / qcm
Mittleres „	„ 0,61	— 2	„	16 Maschen für 1 qcm
Feines „	„ 0,2	— 0,6	„	120 „ „ 1 „
Feinstes „	unter 0,2			900 „ „ 1 „

Eine weitere Mitteilung in Nr. 31 Jhg. 1921 bezeichnet die Einführung einheitlicher Bezeichnungen als ein langgefühltes Bedürfnis der Sand- und Kiesindustrie, es wird auf Unterscheidungen hingewiesen, wie sie in Schleswig-Holstein von der Sand- und Kiesindustrie bzw. den Sand und Kies verarbeitenden Baubehörden und Privatunternehmungen angewendet würden. Danach werden bezeichnet als:

Betonkies, ein reiner scharfer, griffiger Kies, in dem Körner bis 60 mm Größe enthalten sind, im übrigen wie er in der Kiesgrube ansteht ohne Siebung;

Mauersand, aus Betonkies gesiebt bis etwa 5 mm Korngröße.

Ungesiebter Kies (Naturkies), wie er in der Wand ansteht, weniger scharf und für Betonbauzwecke nicht durchweg geeignet, mit Steinen bis zur Korngröße von 60 mm.

Diese Bezeichnungen sind aber schon nicht mehr anerkannt in Hamburg and Altona.

Die Frage der Normung von Sand und Kies ist daher auf die im Juni tagende Hauptversammlung des „Bundes der Sand- und Kieswerke Deutschlands" gesetzt, der sich für diese Frage lebhaft interessiert. Im Kreise der Erzeuger bzw. Lieferer scheint also der Wunsch nach Normung durchaus zu bestehen.

Der Normenausschuß der Deutschen Industrie, Reichshochbaunormung, hat nun die Frage ebenfalls aufgegriffen und richtet an verschiedene Fachverbände, unter anderem an die „Deutsche Gesellschaft für Bauingenieurwesen" und an den „Verband Deutscher Architekten- und Ingenieur-Vereine" die Anfrage, ob sie sich an der Schaffung von Reichsnormen für Sand und Kies beteiligen wollten. Diese Verbände haben nun Anfragen an eine Reihe von Fachleuten unter ihren Mitgliedern aus verschiedenen Teilen Deutschlands gerichtet, die dem Betonbau als Ingenieure nahe oder auch unmittelbar in der praktischen Ausübung des Betonbaues stehen, also als Fachleute aus dem Kreise der Verbraucher von Sand und Kies anzusehen sind.

Die Antworten sind überwiegend ablehnend, nur zum Teil befürwortend für eine Normung ausgefallen. Zur Befürwortung einer Normung ist von einer Seite angeführt, daß eine Staffelung der Körnung nach nur 2 Größen nicht ausreichend sei, daß vielmehr eine Unterteilung in 7—10 Korngrößen wohl dem Bedürfnis entsprechen werde. Von anderer Seite wird auch einer schärferen Teilung nach Korngrößen das Wort geredet, wobei aber dem herrschenden Bedürfnis mit möglichst wenigen Stufen und mit möglichst klaren Bezeichnungen, die sich dem Sprachgebrauch der verschiedensten Gegenden Deutschlands anpassen müßten, genügt werden könne, da sich sonst doch wieder neue Schwierigkeiten ergeben würden. Es werden für Sand und Kies 4 Abstufungen und Bezeichnungen vorgeschlagen:

Kies: das natürliche Gemenge von Sand und Kies, wie es sich in Gruben und in Betten der Gewässer vorfindet, bis zu 60 mm Korngröße;

Kiesel: Kiesgraupen, Kiessteine usw. von 2—60 mm Korngröße;

Sand: das natürliche Gemenge von Sand, wie es sich in Gruben und in den Betten von Gewässern vorfindet (der gewöhnliche Fall), oder durch Sieben von Kies gewonnener Sand bis zu 2 mm Korngröße;

Schwemmsand: ganz feiner Sand bis 0,5 mm Korngröße.

Es wird ferner der Vorschlag gemacht, in gleicher Weise in 4 Stufen Unterscheidungen einzuführen für aus natürlichem Gestein gewonnenes Material, nämlich:

Steinschlag: von Hand oder mit der Maschine zerkleinertes Gestein bis 60 mm Korngröße;

Steinschotter: das gröbere Material im Steinschlag von 10—60 mm Korngröße;

Steingrus: das feine Material im Steinschlag von 2 bis 10 mm Korngröße;

Steinmehl: die feinsten Rückstände aus dem Steinschlag bis 2 mm Korngröße.

Es wird hier auch das Bedürfnis betont, die Herkunft durch besondere Zusätze zu kennzeichnen.

Die Äußerungen, die ein Bedürfnis für die Normung von Sand und Kies nicht anerkennen, sehen in einer solchen nicht nur keinen Vorteil, sondern unter Umständen eher einen Nachteil. Schon die einfache Festlegung der Bezeichnungen werde den eingebürgerten Sprachgebrauch der verschiedenen Landesteile kaum überwinden können, um so mehr als die in den verschiedenen Teilen Deutschlands vorkommenden Naturprodukte ja auch sehr verschieden seien. Eine Festlegung der Begriffe sei nur möglich durch Festlegung von Korngrößen, weitgehende Abstufungen in der Körnung würden aber in der Praxis zu großen Unzuträglichkeiten führen, da die Feststellung der Körnung, wenn sie sich nicht in sehr weiten Grenzen hält, im praktischen Gebrauch sehr umständlich sein würde. Die Bedürfnisse bei den verschiedenen Verwendungszwecken seien außerdem so verschieden, daß man höchstens Normen für einzelne Verwendungszwecke, nicht aber allgemein gültige aufstellen könnte — es sei nur erinnert, daß Sand und Kies zu Betonierungsarbeiten, Maurerarbeiten, Herstellung von Kalksandstein und Beton-Kunststeinen, ferner aber auch zu Straßenbauzwecken verschiedenster Art usw. Verwendung finden. Aber selbst innerhalb desselben Verwendungszweckes seien die Bedürfnisse verschieden — z. B. bei Grobbeton in starken Massen, feinem Vorsatzbeton usw. Durch eine Festlegung des Begriffes werde man Zweifel und Unstimmigkeiten bei Ausschreibungen doch nicht beseitigen können, man werde vielmehr nach wie vor nur durch eingehende Beschreibung, vor allem durch Proben die Beschaffenheit eines bestimmten Sandes und Kieses einwandfrei festlegen können.

Noch bedenklicher erscheine es aber, etwa über dem Gedanken einer bloßen Begriffsfestsetzung bei dieser Normung hinausgehen zu wollen, denn der Gedanke, der doch bei der ganzen Normungsfrage maßgebend sei, durch Beseitigung der großen Mannigfaltigkeit durch Festlegung weniger bestimmter Formen eine Erleichterung und Verbilligung der Erzeugung zu erreichen und ein auf Vorrat Arbeiten für Handwerker und Fabrikanten zu ermöglichen, treffe hier nicht zu. Es könne doch wohl kaum die Absicht sein, daß die Lieferanten nun etwa nur bestimmte, sich mit den Begriffserklärungen deckende Korngrößen auf Lager hielten, die doch aus dem Naturprodukt nun erst künstlich hergestellt werden müßten. Damit werde jedenfalls keine Verbilligung erreicht, um so mehr als der Verbraucher dadurch in der Freiheit beschränkt werde, für seine besonderen Zwecke und für das von ihm zu verwendende bestimmte Material die vorteilhafteste Körnung auszuwählen. Um eine Normung im eigentlichen Sinne könne es sich also wohl bei Sand und Kies überhaupt nicht handeln.

Soweit uns bekannt, hat der „Verband Deutscher Architekten- und Ingenieur-Vereine" sich in seinem Vorstand dem überwiegenden Votum seiner Sachverständigen angeschlossen, kann sich also von den Normalisierungsbestrebungen auf diesem Gebiet keinen Vorteil versprechen. Die „Deutsche Gesellschaft für Bauingenieurwesen" hat sich unseres Wissens noch nicht ausgesprochen. Die Stellungnahme des „Deutschen Beton-Vereins", der an dieser Frage ja ein besonderes Interesse haben muß, ist, wie wir hören, ablehnend; die des „Bundes der Sand- und Kieslieferanten Deutschlands" dürfte dieser Tage festgelegt sein. Jedenfalls ist die Sachlage eine solche, daß einer etwaigen Aufnahme der Arbeit eine sehr eingehende allgemeine Aussprache aus allen beteiligten Kreisen vorausgehen sollte. Dazu möchten die vorstehenden Ausführungen die Anregung geben.

Fr. E.

SÜDSCHWEIZER SCHIFFAHRTSPLÄNE.*)

Von Geh. Regierungsrat Wernekke in Berlin.

Die Schweiz hat zwar in bezug auf den Eisenbahnverkehr Mittel- und Westeuropas sowie Italiens eine so günstige Lage, wie sie besser gar nicht gedacht werden kann, und es ist berechtigt, wenn sie in Anbetracht der vielen Eisenbahnverbindungen, die sich auf ihrem Gebiet schneiden und berühren, der Verschiebebahnhof oder gar die Drehscheibe Europas genannt wird. Es fehlt ihr aber an Verbindungen mit dem Auslande zu Wasser, obgleich die großen schiffbaren Ströme Europas, Rhein, Rhone, Donau, Po entweder auf Schweizer Gebiet entspringen oder doch durch Wasser, das aus der Schweiz kommt, wenn auch zum Teil erst durch Vermittlung von Nebenflüssen, genährt werden. Der einzige von diesen Flüssen, der bis an die Schweizer Grenze schiffbar ist, ist der Rhein, und auch bei diesem bedürfte es, um eine Großschiffahrt von Straßburg aufwärts einzurichten, noch erheblicher Ausbauarbeiten, die wohl sogar noch auf die Strecke Straßburg—Mannheim auszudehnen wären, wenn etwas wirklich dem Schiffsverkehr auf große Entfernungen mit Massengütern Dienliches erreicht werden soll. Die Schweiz fordert laut einen Ausgang nach dem Meer. Hierfür kommt an erster Stelle der Rhein in Frage; an zweiter Stelle ist die Schiffbarmachung der Rhone bis zum Genfer See ins Auge zu fassen, doch stehen dieser sehr erhebliche Hindernisse im Wege. Ein Anschluß an die Donau auf einer bis zur Schweiz reichenden Wasserstraße kommt wohl kaum in Betracht, dagegen ist im Kanton Tessin eine Bewegung im Gange, um die Schweiz an die Schiffahrt auf dem Po anzuschließen. Schweizer und italienische Belange gehen hier, dem Verlauf der Grenze entsprechend, Hand in Hand, und beide Länder müssen daher, wenn diese Pläne verwirklicht werden sollen, auch Hand in Hand arbeiten.

Der oberitalienischen Binnenschiffahrt entsprechend kommt ein wirklicher Großschiffahrtsweg nicht in Frage; die vorliegenden Pläne befassen sich nur mit Anlagen, die für Schiffe von 600 t befahrbar sind. Sie erstrecken sich auf den Tessin, den Toce und die Tresa, die alle drei in den Lago Maggiore einmünden und von denen die letztgenannte ihn mit dem Luganer See verbindet. Ein Teil dieser Flußläufe liegt auf italienischem Boden, aber man kann, wie schon gesagt, hier an der Landesgrenze nicht halt machen. Italien wird in Ergänzung der Schweizer Pläne die Aufgabe zufallen, für eine Verbesserung der Schiffahrt unterhalb des Lago Maggiore zu sorgen, wobei nicht nur die Verbindung mit dem Adriatischen Meere, sondern auch mit dem Golf von Genua in Frage kommt. In Mailand beschäftigt man sich eingehend mit derartigen Plänen.

Der Tessin kann von seiner Mündung in den Lago Maggiore bei Magadino aufwärts ohne Schwierigkeiten bis Bodio, teils durch Regelung seines Laufes, teils durch einen Seitenkanal schiffbar gemacht werden; der Kanal würde zum Teil auf dem rechten, zum Teil auf dem linken Ufer zu führen sein, wofür neben Geländeschwierigkeiten auch die Lage gewerblicher Niederlassungen an seinen Ufern maßgebend ist. Im Tessin selbst würde zur Erhaltung der erforderlichen Wassertiefe ein bewegliches Wehr einzubauen sein. Bei Biasca, nahe beim oberen Ende der schiffbaren Strecke, würde ein Umschlaghafen für den Übergang auf die Gotthardeisenbahn, in Bellinzona ein zweiter Hafen anzulegen sein, der u. a. durch das Misoxtal die Verbindung mit Graubünden zu vermitteln hätte.

In der Tresa wäre ebenfalls ein Wehr einzubauen. Das Gelände bietet bis auf eine Stelle, wo ein 500 m langer Tunnel

*) Vgl. Sondernummer der Zeitschrift „Schweizerland" mit dem Titel „De la Suisse à la mer", insbesondere darin den Aufsatz „Les projets de navigation intérieure dans la Suisse meridianale subalpine" von Ing. Giov. Rusca in Locarno.

zu erbohren wäre, keine besonderen Schwierigkeiten. Die Arbeiten würden allerdings umfangreich sein, die Beseitigung einiger scharfer Krümmungen und eine Verlegung der Eisenbahn erfordern.

Der Toce hat ebenfalls Wildbacheigenschaften, und es müßte deshalb auch hier wie beim Tessin ein Seitenkanal angelegt werden. Bei Domodossola wäre der Umschlaghafen für den Übergang auf die Eisenbahn anzulegen. Zur Verbindung mit der vom Simplon kommenden Strecke wäre der Bau einer etwa 2 km langen Stichbahn erforderlich. Auch die Schmalspurbahn nach dem holzreichen Vizezzotal würde in den Hafen einzuführen sein.

Bei all diesen für die Schiffahrt auszuführenden Bauten wären auch noch erhebliche Wasserkräfte zu gewinnen, die bei der augenblicklichen Lage der Kohlenwirtschaft in Europa im allgemeinen, in der Schweiz im besonderen von außerordentlicher Bedeutung sein würden.

Die nebenstehende Zusammenstellung gibt ein Bild vom Umfang der auszuführenden Arbeiten.

Die in der Zusammenstellung angegebenen Baukosten sind nach Vorkriegspreisen berechnet, bei denen die italienische und die Schweizer Währung gleich waren. Die Kosten für den Ausbau der Wasserkräfte sind darin nicht enthalten ebenso diejenigen der Häfen und ihrer Eisenbahnverbindungen. Von den 80 Millionen Fr. Baukosten entfallen der anteiligen Länge entsprechend 43 auf Italien und 37 auf die Schweiz.

Zur Herstellung einer Verbindung mit den Eisenbahnen ist überdies der Bau eines Umschlag- und Freihafens in Mappo, in der Nähe der Einmündung des Tessin in den Lago Maggiore, geplant. Neben den Hafenanlagen sollen dort auch Fabriken zur Verarbeitung der umgeschlagenen Rohstoffe, namentlich aber auch Lagerplätze zum Stapeln der aus Deutschland über den Gotthard kommenden Kohlen, Instandsetzungswerkstätten und Verwaltungsgebäude für die Hafen- und Zollbehörden errichtet werden. Dem Umschlagverkehr, der sich dort entwickeln soll, wird u. a. besondere Bedeutung für die Schweizer Ernährungswirtschaft beigelegt.

Der hier behandelte Schiffsverkehr mutet um so eigenartiger an, als er für eine Gegend geplant ist, in der wir eher an kühne Straßen- und Eisenbahnbauten zur Überwindung der durch die Hochgebirgsnatur jener Gegend gebotenen Geländeschwierigkeiten mit den für derartige Bauten in Frage kommenden Höchststeigungen und Mindestkrümmungen als an Wasserstraßen denken, die in ihren Ansprüchen an Gefälle und Krümmung weit unbescheidener sind als jene.

Flußlauf	schiffbar zu machende Länge km	zu überwindender Höhenunterschied m	Schleusen: Anzahl	Schleusen: Stauhöhe von m	Baukosten Franken oder Lire
Tessin von Magadino bis Bodio	39,00	125,50	14	7—10	32000000
Tresa von Luino bis Pontetresa	11,30	77,50	8	9—10	18000000
Toce von Baveno bis Domodossola	32,00	51,35	5	9—10	30000000
Insgesamt	82,30				80000000

Der neuzeitliche Wasserbau braucht aber vor den dadurch geschaffenen Schwierigkeiten nicht zurückzuschrecken. Eine andere Frage ist, wie die zur Durchführung der Pläne erforderlichen Mittel aufzubringen sein werden. Die genannte Anschlagsumme von 80 Mill. Fr. stützt sich auf Friedenspreise und wird also trotz des guten Standes der Schweizer Währung, von der italienischen gar nicht zu reden, um ein vielfaches überschritten werden. Ob der Umfang des zu erwartenden Schiffsverkehrs die Aufwendung so hoher Beträge zu rechtfertigen vermag, ist mindestens zweifelhaft.

AUS DER FACHLITERATUR DES AUSLANDES.

II. ENTWICKLUNG DER FRANZÖSISCHEN SEEHÄFEN WÄHREND DER KRIEGSJAHRE.

Während über die Entwicklung der englischen Seehäfen in der Kriegszeit in der Fachliteratur nur spärliche und vereinzelte Nachrichten vorliegen, ist über die Ausnutzung und Ausgestaltung der französischen Seehäfen in den Kriegsjahren von Ing. Aug. Pawlowski eine Reihe von eingehenden Berichten erschienen, die sich von Ende 1916 bis in die erste Hälfte des Jahres 1920 durch zahlreiche Nummern des „Génie civil" hinziehen.[1]) Außerdem ist von demselben Verfasser und in derselben Zeitschrift Jhg. 1917 Hlbd. II S. 341 ein zusammenfassender Artikel erschienen, der die besonderen Maßnahmen organisatorischer und technischer Art klarstellt, die während der Kriegszeit in den Seehäfen Platz griffen, und über das dadurch Geschaffene und Geleistete bis zu diesem Zeitpunkt Auskunft gibt. Weiter ist von Ing. Dumas im gleichen Jhg. Hlbd. I S. 337 eine Zusammenstellung über die Güterbewegung usw. in den französischen Haupthäfen bis Ende 1916 mitgeteilt. Sie stützt sich auf offizielle Veröffentlichungen des Ministeriums der öffentlichen Arbeiten. Aus diesen verschiedenen Quellen seien im nachfolgenden einige Angaben gemacht, die ein Bild von der Entwicklung der französischen Seehäfen geben sollen.

1. Angaben über die Gesamtentwicklung.

In Nr. 9 unserer „Mitteilungen" haben wir schon einige kurze Angaben über die Verkehrsentwicklung der französischen Seehäfen vorausgeschickt. Diese waren notorisch schon 1913 überlastet in bezug auf die Ausnutzung ihrer Kaianlagen, vor allem aber ungenügend ausgerüstet sowohl hinsichtlich der Geleise wie der Umschlagseinrichtungen, die zum Teil sehr veralteter Art waren. Es sei hier bemerkt, daß die französischen Seehäfen vom Staat, meist mit Unterstützung der Handelskammern und Städte, erbaut sind, daß den Eisenbahngesellschaften dabei überlassen ist, die Häfen mit Geleisen auszustatten, während den Handelskammern die Aufgabe der Ausrüstung der Häfen zufällt. Die Aufsicht führt das Ministerium der öffentlichen Arbeiten; von der Regierung werden auch die von den Konzessionären zu erhebenden Abgaben kontrolliert.

Nach den oben erwähnten amtlichen Angaben war der Tonnengehalt der die französischen Häfen anlaufenden Schiffe in dem 10 jährigen Zeitraum von 1903 bis 1913 von 45,76 Millionen auf 73,95 Millionen gewachsen, was einem Zuwachs von 63 vH. gleichkommt. In derselben Zeit ist der Güterverkehr von 32,03 auf rd. 46 Millionen t gestiegen, also um 45 vH. Dieselbe Quelle führt als Vergleich dazu an, daß die Zunahme in dem Zeitraum von 1905 bis 1909 in Frankreich 29 vH. ausmachte gegenüber 13,5 in den Niederlanden, 16 in Deutschland, 19 in England, 23 in Belgien. Im Jahre 1913 wurden in den französischen Häfen 33,5 Millionen t an Gütern eingeführt, die schon nicht mehr die wünschenswerte Verladungsmöglichkeit fanden. Als ein Hauptgrund für diese Erscheinung wird angeführt, daß die Regierung, statt ihre Mittel auf einige leistungsfähige Häfen zu verwenden, sie auf eine große Anzahl kleinerer Häfen ohne Zukunft verzettelt habe. Die Regierung führt demgegenüber aus, daß die Mittel durchaus der Bedeutung der Häfen entsprechend verteilt worden seien. Sie unterscheidet dabei 3 Klassen: Die großen Häfen I. Kl. Dünkirchen, Rouen, Le Havre, Nantes, St. Nazaires, Bordeaux, Marseille, also 5 an der Zahl; die Häfen II. Kl. mittlerer Bedeutung wie Calais, Boulogne, Dieppe, Caen, Cherbourg, Breste, La Rochelle-Pallice, Bayonne, also 9 an der Zahl; die III. Kl. umfaßt alle übrigen Häfen. Es sind aber doch nicht für die Häfen, namentlich nicht für die großen, die wirklich erforderlichen Mittel bereit gestellt worden. In etwa 10 jährigen Perioden gerechnet, sind verwendet worden:

1871—1879	14 800 000 Fr	jährliche Ausgabe
1880—1889	30 000 000 „	„ „
1890—1900	19 560 000 „	„ „
1901—1910	23 070 000 „	„ „

Abgesehen von den außergewöhnlich hohen Ausgaben, die die Ausführung des Programmes Freycinet in den ersten Jahren erforderte (1883 allein 53 Millionen Fr) hätten aber zur richtigen Entfaltung der Häfen entsprechend dem gesteigerten Verkehr jährlich mindestens 25 Millionen Fr bereit gestellt werden müssen, während im Durchschnitt der letzten 20 Jahre nicht mehr als 21 Millionen Fr.

[1]) Einen kurzen Auszug mit einigen Plänen, der sich auf die Haupthäfen bezieht, hat die „Schweiz. Bauzeitung" Jhg. 1921. I. Hlbd. Nr. 17 begonnen, der sich bisher nur auf die Seehäfen an der Küste erstreckt.

ausgegeben worden sind. Das macht bis 1910 allein 80 Millionen Fr weniger, die in Kaianlagen verbaut keine so beengten, wenn nicht unerträglichen Zustände hätten eintreten lassen, wie sie 1913 kurz vor dem Kriege tatsächlich bestanden.

Während für die Ausnützung der Eisenbahnen und Binnenwasserstraßen im Kriege schon zur Friedenszeit genaue Bestimmungen festgelegt waren, bestand für eine entsprechende Ausnutzung der Seehäfen keine Organisation, sie mußte vielmehr erst neu geschaffen werden. Dies war um so dringender erforderlich, als nach anfänglichem Rückgang des Verkehrs in den Seehäfen bald ein um so stärkerer Verkehr in den meisten derselben einsetzte und von den Häfen daher ganz außerordentliche Leistungen verlangt werden mußten, die weit über diejenigen in Friedenszeit hinausgingen. Es wurde zunächst Ende 1914 eine aus Militär- und Zivilvertretern gebildete Kommission geschaffen, der aber nur die zu militärischen Zwecken dienende Ausnutzung der Häfen unterstellt wurde, während der Handelsverkehr wie bisher weiter geleitet wurde. Das ging aber schließlich nicht mehr an und es wurde Ende 1916 die gesamte Leitung des Verkehrs der Seehäfen in eine Hand gelegt, und zwar in eine militärische, während in jedem Hafen außerdem besondere Betriebschefs eingesetzt wurden. Zu dem eigenen Bedarf des Landes kam nun noch derjenige der in Frankreich stehenden alliierten Armeen, der stellenweise noch wesentlich bedeutender war als der eigene, im ganzen aber auf etwa ¼ des Gesamtverkehrs der französischen Häfen geschätzt wird. Mit 33 Millionen t war die Aufnahmefähigkeit der französischen Häfen 1913 aber schon erreicht, wenn nicht überschritten, und nun mußten 1915 etwa 40, 1916 rd. 51,5 Millionen t aufgenommen werden. Insgesamt stieg das Gewicht der ein- und ausgeführten Waren von rd. 42,3 Millionen im Jahre 1913 auf gegen 56,7 Millionen t im Jahre 1916.

Um das zu ermöglichen, waren besondere Maßnahmen erforderlich, die teils organisatorischer, teils technischer Art waren und sich auf die Leistung durch Handarbeit, auf die Ausnutzung der Umschlagseinrichtungen, die Mittel zur Abführung der Waren aus den Häfen, die Vermehrung der Liegestellen und Kaianlagen erstreckten.

An Handarbeitern mangelte es natürlich in den Häfen wie in allen übrigen Betrieben. Afrikaner, Spanier, Kriegsgefangene und schließlich Chinesen mußten zur Verstärkung der Arbeiterzahl herangezogen werden.

Ganz besonders wichtig war es, zur vollen Ausnutzung der vorhandenen Kaianlagen, deren Einrichtungen für die Ausladung von Gütern zu ergänzen und zu verbessern. An einzelnen Kaistrecken fehlten solche Einrichtungen völlig. Staat, Handelskammern und private Unternehmungen wirkten hier zur Besserung der Verhältnisse zusammen. Zur Beschleunigung wurden die neuen Hebezeuge vielfach aus dem Auslande bezogen. August 1914 waren in den französischen Häfen nur 1240 Krane vorhanden, deren Zahl bis Herbst 1917 um 50 vH. vermehrt wurde bei gleichzeitiger Erhöhung der Leistungsfähigkeit im einzelnen. Die Staatsbahn hat in 10 Häfen allein 35 Krane zur Kohlenentladung zu je 2,5 t Tragkraft aufgestellt, außerdem sind auch noch weitere Kohlenentladevorrichtungen besonderer Art, Getreideelevatoren usw. beschafft und aufgestellt worden. Im Herbst 1917 besaßen die Häfen von Rouen 229, Marseille 217, Le Havre 187, Bordeaux 135, Nantes 96, St. Nazaires 67, La Rochelle 54 Krane und sonstige Entladeeinrichtungen.

Zur besseren Bedienung der Kaianlagen mußten außerdem die Gleisanlagen verbessert und vermehrt, neue Anschlüsse und Verbindungen hergestellt werden. Bis Ende 1917 waren mehr als 320 km Gleise in den Häfen neu verlegt.

Zur weiteren Erhöhung der Leistungsfähigkeit wurden auch die Ladestellen vermehrt, geböschte Ufer in senkrechte Kaianlagen umgebaut, vorhandene Kais verlängert und neu hergestellt. Vor allem wurden angefangene Kaibauten mit Beschleunigung zu Ende geführt und im ganzen 3,7 km in verschiedenen Häfen fertiggestellt. Davon entfällt der größere Anteil auf Dünkirchen mit 1250, Rouen mit 700 m. Wo die Anlage neuer Kaistrecken nicht ausführbar war, sind vielfach neue Ladestellen im freien Wasser geschaffen, von denen dann auf Leichter usw. umgeladen wurde. Das war namentlich wieder in Rouen der Fall, dessen Hafen für die Kohleneinfuhr im Kriege eine besonders wichtige Rolle spielte. Zu Beginn des Krieges besaßen die 40 Haupthäfen zusammen 888 Entladestellen, von denen 94 für militärische Zwecke, die übrigen für Handelszwecke in Anspruch genommen waren. Von diesen Anlegeplätzen hatte allerdings nur etwas mehr als die Hälfte eine Wassertiefe über 6 m. Ende 1917 war durch Schaffung neuer Ausladestellen die Aufnahmefähigkeit um etwa 25 vH. erhöht.

Nicht gleichen Schritt mit der Steigerung der Aufnahmefähigkeit der Häfen hielt aber die Erhöhung ihrer Abgabefähigkeit. Auf letztere mußte aber ganz besonders Gewicht gelegt werden, um eine Verstopfung der Häfen zu vermeiden. Wo es möglich war, wie in Le Havre und Rouen, hat man daher die Ableitung des Verkehrs auf dem Wasserwege mit Erfolg versucht. In einzelnen Häfen, wie namentlich in Marseille, spielt die Abfuhr der Güter durch Lastwagen eine große Rolle. Dort werden etwa 50 vH. aller Güter durch Fuhrwerk aus dem Hafen abgerollt. Mit Rücksicht auf den bald eintretenden Mangel an Pferden ist hier ein Automobildienst eingerichtet worden. Ende 1917 standen 450 Automobile zu diesem Zweck zur Verfügung der Häfen. Die Abfuhr mit Eisenbahnen spielte aber doch im allgemeinen die Hauptrolle und hier waren die ungenügenden Verschiebeeinrichtungen und Kaigleise sowie der Mangel an Güterwagen einer entsprechenden Steigerung der Leistungsfähigkeit sehr hinderlich. Man hat daher, namentlich für Kohle, Eisen usw. vielfach zu dem Aushilfsmittel greifen müssen, besondere Stapelplätze zu schaffen, auf denen die Güter zunächst abgesetzt wurden, bis sich die Möglichkeit bot, sie ihrem Bestimmungsort zuzuführen. Ohne diese allerdings kostspieligen Maßregeln wäre einer sich immer fühlbarer machenden Verstopfung der Häfen nicht abzuhelfen gewesen.

Die Erfolge dieser Maßnahmen waren entsprechend günstige. Es gelang im wesentlichen, die gegenüber 1913 um 61 vH. gesteigerte Einfuhr im Jahre 1916 zu bewältigen. Die Gesamteinfuhr von 51,5 Millionen t in diesem Jahre entspricht fast einer durchschnittlichen Wochenleistung der Häfen von 1 Million t. Natürlich verteilen sich diese Mengen sehr ungleich, sowohl der Zeit wie den Häfen nach. In einzelnen der letzteren stieg der Zuwachs bis 300 vH. gegen 1913, während bei einigen isoliert liegenden (ohne Hinterland) aber auch ein Rückgang bis 275 vH. zu verzeichnen ist, z. B. in Toulon. Die Ausfuhr ist dagegen aus begreiflichen Gründen während des Krieges fast überall stark zurückgegangen. Sie betrug 1913 etwa 10,4 Millionen t, d. h. rund $^1/_3$ der Einfuhr, 1916 dagegen nur noch 5,2 Millionen t, d. h. nur etwa $^1/_{10}$ der Einfuhr. Das ist ein Gesamtrückgang um fast 50 vH. Nur einige Häfen, wie namentlich Cherbourg und La Rochelle, zeigen auch eine erheblichere Vermehrung ihrer Ausfuhr, die auch in der Kriegslage ihre Begründung findet.

Kohle macht den Hauptanteil der einzuführenden Güter aus. Mit den vermehrten Liegestellen und Ausladevorrichtungen gelang es, die Kohlenschiffe 1916 fast durchweg ohne nennenswerte Wartezeit abzufertigen. Während die Kohleneinfuhr im Jahre 1913, d. h. einem Jahre von besonders starkem Verkehr, im Juni 266 000 t betrug, war die entsprechende Menge im Mai 1916 reichlich 682 000 t, d. h. 150 vH mehr. An einem Tage des Mai 1916 wurden dort allein 31 000 t Kohle ausgeladen. Verlangt war im Januar 1917 eine mittlere Leistung für den Tag und die Ausladestelle von 800 t. Diese Forderung ist in einer ganzen Reihe von Häfen, namentlich in den eigentlichen Kohlenhäfen, wie Le Tréport, Rouen, Bayonne erheblich überschritten worden.

An dem Beispiel der 5 Haupthäfen soll die Entwicklung im einzelnen noch näher geschildert werden.

(Fortsetzung folgt.) Fr. E.

KLEINE MITTEILUNGEN.

Auf der Hauptversammlung der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen in München sprach Herr Ob.-Reg.-Rat Krieger, München, über: „Die wirtschaftlichen Grundlagen des neuzeitlichen Wasserkraftausbaues". Diesen bezeichnete er als ein mächtiges Mittel des Wiederaufstiegs für Deutschland, von dessen Kohlenschätzen etwa 90 vH jederzeit dem Zugriff unserer Feinde ausgesetzt sind. Wirtschaftlich, im Sinne von Lebensmöglichkeiten sichernd, ist es daher, die Wasserkräfte nutzbar zu machen. Die zu erwartende weitere Verteuerung der Kohle muß zur Folge haben, daß die Wasserkraft-Kilowattstunde auch unter den heutigen erschwerenden Umständen wesentlich billiger zur Verfügung gestellt werden kann als die Dampfkraft-Kilowattstunde. Trotz der hohen derzeitigen Kosten für den Ausbau der Wasserkräfte erscheint dieser daher gerechtfertigt. Das Absatzgebiet für sie ist vorhanden. Im Gegensatz zu der früheren alleinherrschenden Privatausnutzung der Wasserkräfte muß aber eine solche durch die Allgemeinheit und für das allgemeine Interesse gesetzt werden. Der Ausbau der Wasserkräfte muß dazu in einem diesem Interesse dienenden Gesamtrahmen erfolgen, die einzelnen Anlagen müssen zusammengefaßt und gemeinsam verwertet werden.

Ein 2. Vortrag von Herrn Prof. Dantscher, München, über „Die Entwicklung des Wehrausbaues im Zusammenhang mit der Wasserkraftausnutzung" zeigte die verschiedene Entwicklung, die der Wehrbau genommen hat, je nachdem es sich um Wehre für Schiffahrtszwecke oder zur Kraftausnutzung handelt. Der Grundsatz der stärkeren Heranziehung des Wassers und der restlosen Nutzbarmachung des Gefälles brachte den Übergang vom festen zum beweglichen Wehr, bedingte die Erzielung größerer Dichtheit auch bei höherem Stau, ferner stärkere Sicherung gegen Unterspülung, also vor allem tiefe und dabei dichte Gründung. So kam beim Wehrbau auch die Luftdruckgründung zur Geltung. Auch die Wehrverschlüsse und Bewegungseinrichtungen nahmen andere Formen an. Erfahrung und wissenschaftliche Forschung haben bei dieser Entwicklung mitgewirkt. Die deutsche Technik hat heute auf diesem Gebiet, besonders auf dem der Verschlüsse, die französische überholt, die bisher im Wehrbau an kanalisierten Flüssen die Führung besessen hatte.

Der 3. Vortrag von Herrn Ob.-Ing. Grünhut, Zürich, gab ein klares Bild von der technisch sehr interessanten Verlegung der linksufrigen Seelinie in der Stadt Zürich", die sich nach 20jährigen Verhandlungen zur Zeit im Bau befindet. Wir kommen auf sämtliche Vorträge noch ausführlich zurück. —

Schriftleitung: Reg.-Baumeister Fr. Eiselen, Berlin-Lichterfelde, Karlstr. 99. — Verlag von Julius Springer in Berlin W. — Druck von H. S. Hermann & Co. in Berlin SW.

MITTEILUNGEN
der
DEUTSCHEN GESELLSCHAFT FÜR BAUINGENIEURWESEN
Schriftleitung: Regierungs-Baumeister Fr. Eiselen. Berlin-Lichterfelde, Karlstraße 99. Telephon: L. 1040.
(Geschäftsstelle der Gesellschaft: Berlin NW. 7, Sommerstraße 4a. Tel.: Centrum 15207—15212).

2. Jahrgang | 15. Juli 1921 | Nr. 13

DIE WIRTSCHAFTLICHEN GRUNDLAGEN DES NEUZEITLICHEN WASSERKRAFTAUSBAUES.

Vortrag, gehalten am 21. Juni 1921 bei der Tagung der „Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen".

Von Oberregierungsrat Krieger, München.

Bei der 1. Hauptversammlung der „Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen" hat Herr Geh. Oberbaurat Dr. Schmick das Thema behandelt: „Die Wasserkräfte und ihre wirtschaftliche Bedeutung". In überzeugender Darstellung legte der Altmeister des Wasserkraftausbaues die Notwendigkeit dar, nicht nur trotz der schwierigen Zeitverhältnisse, sondern gerade wegen der Daseinserschwerungen, unter denen wir nach dem unseligen Ausgange des Krieges leiden, vor den Schwierigkeiten des Kraftausbaues nicht zurückzuschrecken, sondern vertrauensvoll an die Weiteraufschließung unserer Wasserkraftschätze zu gehen. Doch warnte der bewährte Praktiker auch vor Überschwänglichkeit, „mit Schlagworten, seien sie auch noch so volkstümlich, schafft man keine neuen Werte, nüchterne Erwägungen allein führen zum Ziele". Im Anschluß an diese, von berufener Seite wohl überlegt gegebene gleichzeitige Mahnung und Warnung will ich heute einigen Gedankengängen Wort leihen, die sich allen Denen, die sich ernsthaft mit dem Problem des Wasserkraftausbaues befassen, mehr oder weniger zwangläufig aufdrängen. Ich begrüße es, daß ich, selbst aus der Zunft der Bauingenieure hervorgegangen und ihr mit Stolz angehörend, gerade im Kreis der „Gesellschaft für Bauingenieurwesen" Gelegenheit habe, über das mir naheliegende Thema der Grundfragen des Wasserkraftausbaues zu sprechen, denn die Arbeit und Mitwirkung der Bauingenieure wird gerade bei den wichtigen außertechnischen Problemen, die mit der Wasserkraftverwertung zusammenhängen, niemals entbehrt werden können.

Das angekündigte Thema für meine heutigen Ausführungen: Die wirtschaftlichen Grundlagen des neuzeitlichen Wasserkraftausbaues, ist die abgekürzte Fassung der ausführlicheren, für einen Vortragstitel weniger geeigneten Fragestellung: welche Überlegungen müssen Platz greifen, wenn man heutzutage Wasserkräfte ausbaut? Leider läßt sich bei der kürzeren Fassung dieser Frage das Wort „wirtschaftlich" nicht vermeiden, ein dehnbarer Begriff, unter dem sehr Verschiedenes verstanden wird, der vielfach gleichgesetzt wird mit „persönlichen Gewinn bringend, rentierlich, Dividenden erzeugend". Für mich hat „wirtschaftlich" die Bedeutung: Lebensmöglichkeiten schaffend, Daseinsnotwendigkeiten sichernd, Allgemeinwohl fördernd, Gütererzeugung erleichternd.

Ist es überhaupt gerechtfertigt, heute, in einer Zeit chaotischer Verwirrung und Erschütterung aller früher als heilig geltenden Gesetze des gemeinschaftlichen Wirkens der Menschheit vor einem Kreis kritisch denkender und wägender Zeitgenossen von „Grundlagen" für neues Schaffen zu sprechen? Wo ist der Grund, auf dem neues Werk erstehen könnte, welcher Untergrund bietet Gewähr, daß das auf ihm neu Geschaffene Bestand hat und den erhofften Segen bringt!?

Vielen dünkt es das allein Richtige, den Schutt der geborstenen Mauern wegzuräumen und in der festen Überzeugung zu verharren, daß die früher als zuverlässig angenommenen Grundlagen auch weiterhin als solche gelten müssen, und den Neubau auf dem alten Fleck aufzuführen. Sie erkennen die Ursachen des Einsturzes nur in Einflüssen, die das auf dem Untergrund Erstellte betroffen haben, bestreiten Erschütterungen des Untergrundes selbst. Diesen Verteidigern der Überlieferung sind jene in Parallele zu stellen, die auch für die politische Entwirrung unserer Zeitverhältnisse das alleinige Heil in der Wiederherstellung der früheren Einrichtungen sehen. Andere wiederum leugnen die Grundfestigkeit des Früheren, behaupten seine Brüchigkeit und verlangen für das neue Schaffen und Wertgestalten völlig neue Grundlagen.

Wer hat den Mut zu entscheiden: Der Eine hat absolut recht, der Andere völlig unrecht? Wo führt der bessere Weg? Allem Menschlichen ist nur die Annäherung an die Wahrheit, an das Irrtumlose beschieden. Nebelhafter denn je liegt die Zukunft vor uns. Das Gefährliche ist nicht der Zweifel an sich, gefährlich wird er nur, wenn aus ihm sich lähmende Untätigkeit entwickelt. Denn das eine ist gewiß, nur die Tat kann uns retten, uns vorwärts und wieder aufwärts bringen.

Ein Mittel zur Hebung unserer Leistungsfähigkeit ist auch der Ausbau unserer Wasserkräfte. Nicht das Allheilmittel, wie es so manche Schönwetterpropheten glauben machen wollen und auch für Viele glaubhaft gemacht haben, aber doch ein wichtiger Teil des Arbeitsgebietes zur Schaffung neuer Werte!

Launisch war die Natur nicht nur in der Abgrenzung zwischen Land und Meer, sondern auch in der Ausgestaltung des den Menschen zur Wohnung verbliebenen trockenen Teiles der Erdrinde, in der Verteilung der unter der Erdhaut versteckten, menschlicher Kurzatmigkeit noch erreichbaren Naturschätze, sowie der durch menschliche Hartnäckigkeit auf der Erdoberfläche selbst noch künstlich schaffbaren Vorteile. In für unsere Bedürfnisse unzweckmäßigen Fernen des Ural hat sie Schätze in reichem Maße zusammengelagert, uns Deutschen hat sie in denkbar ungünstiger geographischer Lage, an boshaften Zugriffen jedes übermütigen Feindes ausgesetzten Stellen einige Kohlenfelder und magere Erzstätten zugeworfen. Längs der Küsten von Skandinavien, in der bizarren Schweiz und am welschen Rand der Alpen hat die Natur Wasserkraft-Ausnutzungsmöglichkeiten in Formen geschaffen, die den Ausbau zur Spielerei machen, man denke — von amerikanischen Naturwundern nicht zu reden — nur an die Trollhättanfälle in Schweden, an die Stromschnellen des wasserreichen Glommen in Norwegen, in nächster Nähe der Meeresküste, unterhalb eines bis nahezu ins Unbegrenzte als Speicherbecken dienenden mächtigen Sees, an das Ritomseewunder südlich des Gotthard, wo in 800 m steiler Höhe über dem Talboden ein natürliches Seebecken mit reichem Zufluß aus Schnee- und Eisregionen in einsamer Bergwelt, in der Luftlinie nur wenige hundert Meter vom Talfuß entfernt eingelagert ist. In Deutschland haben wir zwar etwas Ähnliches, aber leider nur in dem von der Natur für uns genügend gehaltenen Verkümmerungsmaßstab 1 : 4, mit ein Viertel der Fallhöhe wie beim Ritomssee aufzuweisen, das Walchenseewerk. Im übrigen müssen wir bei uns das aus Gefälle und Wassermenge sich multiplizierende Wasserkraftprodukt mit nicht geringer Mühe von Hand schaffen, das Gefälle durch möglichst wagrechtes Heranführen des Wassers zur Absturzstufe in kilometerlangen Stollen, wie

beim Murgwerk, oder in offenen Kanälen von Dutzenden von Kilometern, wie z. B. bei der Mittleren Isar mit rd. 50 km Kanallänge, um rd. 82 000 PS mittlere Jahresleistung zu erzielen, oder mit rd. 25 km Kanallänge bei dem ebenfalls zurzeit in Ausbau begriffenen Mittleren Inn bei Mühldorf, um auf 75 000 PS mittleren Jahresausbau zu kommen. Der andere Faktor des Wasserkraftproduktes, die Wassermenge, steht uns in den meisten Fällen gerade umgekehrt, wie es unsere Bedürfnisse erheischen, zur Verfügung, im Winter, wo wir viel Wasser brauchten, da wir bei den kurzen Tagen viel Lichtkraft erzeugen möchten, schrumpfen unsere Wasserkraftströme zu Flüssen zusammen, im Sommer stürzen stoßweise mächtige Wassermengen mit schwer zu bändigender Kraft von Berg zu Tal. Der Ruf nach Speicherung ist zwar laut und anhaltend, nach jedem Hochwasser werden seit Jahrzehnten die nämlichen Speichermöglichkeiten von neuen Wasserkraftaposteln wieder erfunden und in den Tageszeitungen unter und über dem Strich zur umgehenden Verwirklichung verlangt, aber leider sind die Rauheiten der Erfordernisse der Wirklichkeit größer als die Geduld der Druckerschwärze.

Aber trotz all dieser mannigfachen Schönheitsfehler läßt sich in Deutschland eine sehr vielstellige Zahl für ausnützbare Wasserkräfte ermitteln. Das Raten geht nun schon lange fort, je nach der individuellen Veranlagung des Betreffenden. Geh. Rat Schmick hat in seinem erwähnten Vortrag für ganz Deutschland eine Gesamtausnutzbarkeit von 5 950 000 Wasserkraft-PS, somit rd. 6 Millionen PS mittlerer Jahresleistung angegeben, eine Zahl, die der Wirklichkeit nahe kommen dürfte. Diese 6 Millionen PS Jahreswasserkraft würden rd. 30 Milliarden kW-Stunden erzeugen lassen. Für Bayern wird nach den amtlichen Erhebungen eine erzeugbare Wasserkraft von jährlich 12 Milliarden kW-Std. angenommen.

Interessant ist der Versuch, diese Wasserkraftmenge in Beziehung zu bringen zu der wichtigsten Energiequelle, der Kohle. Es kann sich dabei selbstverständlich stets nur um Erzielung einer Bildwirkung, niemals um Zahlen exakt wissenschaftlicher Wertigkeit handeln. Ansprechend ist der Vergleichsweg, der von Geh. Rat Klingenberg in seinem vor dem Reichswirtschaftsrat am 24. Februar d. J. gehaltenen Vortrag in Anlehnung an die im Reichsschatzministerium von Dipl.-Ing. Buth gemachten Aufstellungen durch Nebeneinanderstellung der Energiewerte eingeschlagen wurde. Es wurde der Vorrat an Kohle in Deutschland bei Teufen der Steinkohlenbergwerke bis zu 2000 m zu rd. 310 Milliarden Tonnen Kohle, die voraussichtliche Lebensdauer unserer Steinkohlenvorräte zu 1000 Jahren angenommen. Wenn man nun im Anschluß an die von Klingenberg-Buth gegebenen Ziffern den Energiewert von 1 kg Steinkohle, entsprechend der Ausnutzung der Kohle zur Dampfkrafterzeugung in den letzten Vorkriegsjahren gleich setzt mit 1 kW Std., würden sich mit 310 Milliarden Tonnen Kohle erzeugen lassen 310 000 Milliarden kW-Std. Mit Wasserkraft könnten nach Obigem während derselben Zeit, also in 1000 Jahren erzeugt werden:

30 000 Milliarden kW-Std.

Diese Kilowattstundenzahl beträgt rd. 10 vH der mit deutscher Kohle erzeugbaren Kilowattstundenmenge, somit einen kaum zu unterschätzenden Teil des gesamten Energievorrats.

Ein wesentlich anderes Bild ergibt sich, wenn man den absoluten Kalorienwert in Vergleich setzt: 1 kW-Std. Wasserkraft entspricht 860 Kal, 1 kg Steinkohle im Durchschnitt 7600 Kal.

Für den deutschen Kohlenvorrat errechnen sich dabei

$$2350 \cdot 10^{15} \text{ Kal},$$

für die Wasserkraftenergie von 1000 Jahren

$$25 \cdot 10^{15} \text{ Kal},$$

entsprechend rd. 1 vH der für Kohle ermittelten Zahl.

Erst seit wenigen Jahrzehnten hat sich die Technik soweit entwickelt, daß der Großausbau der Wasserkräfte aufgenommen und Bedeutung erlangen konnte. Es soll nicht unterschätzt werden, daß der schon seit Jahrhunderten gebräuchliche Wasserkraft-Kleinbetrieb in Mahlmühlen, Poch- und Hammerwerken u. dergl. eine bedeutende Rolle im Gewerbeleben der früheren Zeit spielte, und sicherlich nach heutigen Begriffen auch sehr „wirtschaftlich", d. h. in diesem Falle ihren Besitzern Nutzen bringend war, und vielfach, soweit es sich um seit langem bestehende Anlagen handelt, auch jetzt noch und weiterhin einen wichtigen Faktor in der Gütererzeugung bildet; jedoch erst die Entwicklung der Elektrizitätstechnik und die Möglichkeit, die vielfach nur an für Verwertung unbequemen Orten erzeugbare Kraft beliebig fortleiten und verteilen zu können, schufen die Vorbedingungen für den Ausbau großerWasserkräfte. Ebenso selbstverständlich, wie man die leichtest erreichbaren Kohlenstätten und Erzlager, die die geringsten Aufwendungen zu ihrer Nutzbarmachung verlangten, vor allen anderen zur Ausnutzung brachte, — ihre Ausbeute war am „wirtschaftlichsten" — ebenso selbstverständlich war es, daß man die von der Natur am günstigsten gebotenen Gelegenheiten zur Großwasserkraft-Aufschließung zuerst in Ausbau nahm.

Schon zu Beginn dieses Jahrhunderts waren in Norwegen am unteren Glommen Wasserkraftanlagen bis zu 50 000 PS Leistung ausgebaut, und zwar von der Elektrizitäts-A.-G. vorm. Schuckert & Co. Zum Teil fand die Kraft für elektrochemische Industrie, zum Teil für Kraft- und Lichtversorgung der weiteren Umgebung Verwendung. Bei den so überaus günstigen Vorbedingungen des Ausbaues war selbstverständlich eine solche Wasserkraftanlage ein gutes Geschäft, also auch „wirtschaftlich". In der Schweiz waren damals schon Gefälle bis zu 1000 m ausgenutzt, in Oberitalien vorteilhafte Ausbaumöglichkeiten an den Flüssen südlich des Alpenlandes der Aufschließung zugeführt. Es sei an die Anlage Vizzola am Tessin erinnert, gegen 1900 für 18 000 PS erbaut, ebenfalls eine Gründung der Elektrizitäts-A.-G. vorm. Schuckert & Co. Bei uns in Bayern waren um die Jahrhundertwende und im ersten Jahrzehnt auch schon Anfänge einer Großwasserkraft-Ausnutzung vorhanden. An örtlich günstig gelegenen kürzeren Flußstrecken wurden Anlagen bis zu 8000 PS geschaffen, so von der Stadt München an der Isar bei Moosburg das Uppenbornkraftwerk mit 5800 PS durch Abschneiden einer Flußschleife mittels eines Kanals, oberhalb München bauten die Isarwerke, eine zur Überlandverteilung von elektrischem Strom gegründete Gesellschaft, die Höllriegelskreuther und Pullacher Isarkraftstufen; am Lech unterhalb Augsburg bei Gersthofen hatten die Lech-Elektrizitätswerke die Eintiefung des Lechs, die sich durch die Korrektion des Flusses ausgebildet hatte, zur Errichtung zweier Wasserkraftanlagen mit zusammen 16 m Gefälle ausgewertet. Außerdem waren am Lech und an der Iller einzelne Wasserkraftanlagen für Fabrikzwecke entstanden, bei denen auf einige hundert Meter Flußlänge sich einfache Wasserkraftausbaumöglichkeit bot. In allen Fällen war die Wirtschaftlichkeit, d. h. Billigkeit des Ausbaues für das Entstehen dieser Anlagen ausschlaggebend. Für die Fabrikunternehmungen (teils chemische Fabriken, teils Holzschleifereien) war der Maßstab der Ausbauwürdigkeit und Wirtschaftlichkeit einer Wasserkraft darin gegeben, daß sie im Zusammenhalt mit den Frachtkosten ihrer Erzeugnisse, den Lohnverhältnissen der Umgebung der Wasserkraftanlagen auf die geringsten Produktionskosten für ihre Fabrikate kamen. Sie konnten sich dem unregelmäßigen Kraftanfall, entsprechend den wechselnden Wasserführungen der Flüsse weitgehend anpassen. Für solche Unternehmungen kam es dann nur darauf an, daß die Ausbaukosten möglichst billig wurden, und das war eben nur dadurch erreichbar, daß die Anlagen an jenen Stellen errichtet wurden, die im Verhältnis zu dem im Voraus je nach der Art und Leistungsfähigkeit des Fabrikationsunternehmens festliegenden Kraftbedarf die gering-

sten Schwierigkeiten boten und die wenigst umfangreichen Baumaßnahmen erforderten. Charakteristisch für diese Fabrikwasserkräfte war, daß sie trotz ihres gegenüber den alten Mühltriebwerken hundert- und tausendfach vergrößerten Kraftumfanges ebenso wie diese auf sich allein gestellt waren, d. h. daß die ganze Krafterzeugung im Unternehmen selbst, und zwar in enger lokaler Verbindung mit der Wasserkraftanlage zur Auswertung gelangte. Ein wichtiger Überlegungspunkt war für Fabrikwasserkraftanlagen noch darin gegeben, ob das Unternehmen die für den Wasserkraftausbau nötigen, im Verhältnis zur Kraftdarbietung bedeutenden Baukapitalien aufzubringen in der Lage war und ob es sich lohnte, die meistens für den Wasserkraftausbau gegenüber dem Fabrikausbau wesentlich längere Bauzeit und die Schwierigkeiten und Umständlichkeiten der Konzessionseinholung in Kauf zu nehmen. Wenn diese Fragen verneinend beantwortet werden mußten, so kam schon für diese Unternehmungen trotz der verhältnismäßig einfachen und gleichmäßigen Kraftwirtschaft die Beschaffung von Wärmekraft für Fabrikzwecke an geographisch günstiger gelegenen Orten in Frage. Anders lagen die Kriterien für die Ausbauwürdigkeit von Wasserkräften, die Kraft erzeugen sollten, um diese in der engeren oder weiteren Umgebung zu verteilen. Hier machte sich die Ungleichmäßigkeit des Wasserzuflusses zu den Kraftwerken in den verschiedenen Verwertungs- und Bedarfsstellen in weit einschneidenderer Weise bemerkbar als bei den Fabrikanlagen. Im Winter wird bei solchen Unternehmungen mehr Kraft benötigt als im Sommer, in den Abendstunden das Vielfache von dem Bedarfsdurchschnitt des Tages. Die Überlegungen, in welchen Fällen hier noch Wasserkräfte ausbauwürdig erscheinen, wurden vielseitiger, die Entscheidungen von feineren Unterschieden abhängig. Der Wettbewerb der Wärmekraftmaschinen war für solche Unternehmungen viel gefährlicher und ausgeprägter, konnte doch mittels Kolben-Dampfmaschinen und Dampfturbinen, die sich verhältnismäßig rasch aufstellen und, auf die Krafteinheit bezogen, billig beschaffen ließen, in weitestem Maße Anpassung an die unregelmäßigen Kraftbedürfnisse eines solchen Unternehmens erfolgen. Wenn auch die unmittelbaren Betriebskosten, das sind die Kosten für die Beschaffung der Betriebsmittel, vor allem Kohle, bei Wärmekraftanlagen naturgemäß wesentlich höher waren als bei Wasserkraftanlagen, so gaben doch die wesentlich geringeren Beschaffungskosten der Anlagen und die Aussicht, daß sich die Dampfkosten, wie seit Jahren beobachtet, auch noch weiter verringern werden, in den meisten Fällen den Ausschlag zugunsten der Wärmekraftzentralen. Wenn trotzdem, wie bei den Lechwerken, beim Uppenbornwerk, bei den Isarwerken, die Unternehmen sich zum Ausbau von Wasserkräften für ihre Kraftverteilungszwecke entschlossen, so waren auch hier zwei Charakteristiken gegeben; einmal beschafften sich die Unternehmungen neben ihren Wasserkraftanlagen selbst noch Wärmekraftzentralen, erstens um mit ihnen den unregelmäßigen Kraftbedürfnissen Genüge tun zu können, zweitens um bei vorübergehendem Kraftmangel in den Wasserkraftanlagen infolge verminderten Betriebswassers die nötigen Kraftmengen liefern zu können. Das andere Charakteristikum für diese von Kraftverteilungsunternehmungen (zu denen ja auch die Elektrizitätswerke der Städte gehören) erbauten Wasserkraftanlagen war das, daß auch sie sich ganz und gar auf eigene Füße stellten und sozusagen den gesamten Kraftbedarf im eigenen Hause erzeugten.

Durch die Verbesserung der Wärmekraftausnutzung sowohl in maschinentechnischer Hinsicht als auch bezüglich der Betriebskosten verschlechterten sich die Vorbedingungen für den im ersten Jahrzehnt dieses Jahrhunderts auch bei uns einsetzenden lebhaften Großwasserkraftausbau zusehends. Es kam die Zeit, wo man sogar den Ausbau unseres Walchenseekraftwerkes, der weitaus günstigsten und billigsten Wasserkraftquelle Deutschlands, immer wieder hinausschob, da man immer mehr an der Wirtschaftlichkeit, d. h. Rentierlichkeit, dieses Unternehmens zweifelte. Als Wirtschaftlichkeitsmaßstab wurde dabei immer die Dampfkrafterzeugung angezogen. Zuletzt machte man in der Sorge, mit dem Ausbau des Walchenseewerks einen „wirtschaftlichen Fehlschlag" zu tun, den Beginn des Ausbaues davon abhängig, daß vorher für die gesamte Kraft sichere Verwertungsverträge abgeschlossen seien, die für die Rentierlichkeit des Unternehmens Gewähr leisteten. In jene Zeit fiel auch die Entscheidung, daß wegen des errechneten Unterschiedes von Bruchteilen von Pfennigen die Heranziehung der unteren, äußerst günstig auswertbaren Lechkräfte für die Versorgung von Franken unterblieb und diese ausschließlich auf ein bei Nürnberg, nur wenige Dutzend Kilometer vom Lech entfernt errichtetes großes Dampfkraftwerk gestellt wurde. Nicht nur bei uns in Deutschland galten solche Überlegungen „als Wirtschaftlichkeitsberechnungen", ich erinnere mich z. B., daß ein auf der Schweizer Seite des Bodensees angesiedeltes Fabrikunternehmen noch 1909 den Bezug von Kraftstrom zum Antrieb von Fabrikmotoren aus dem nächst gelegenen Kubelwerk ablehnen zu müssen glaubte und sich ein neues Dampfkraftwerk von 80 PS selbst errichtete, da sich für ein solches bei Bezug von Kohle aus England über Mannheim in die Schweiz die Krafterzeugung noch billiger errechnete als aus der nahegelegenen Wasserkraft, die als Hochdruckanlage mit ihrem Akkumulierungsbecken damals als eine der günstigsten Europas galt.

Unter dem Einflusse solcher wirtschaftlicher Erwägungen war es natürlich und naheliegend, daß die Wasserkraftausnutzung bei uns in Deutschland angesichts der günstigen Kohlendarbietung nur langsame Fortschritte machte, und daß sich neue Ausbaumöglichkeiten nur dort boten, wo bei günstigsten Ausbaubedingungen, somit billigsten Herstellungskosten für gewisse Unternehmungen noch Vorteile erhofft werden konnten, die diesen den Ausbau rentierlich und gewinnbringend und kostendeckend erscheinen ließen.

Auf diese Weise kam die Ausnutzung der Alz durch die Bayer. Stickstoffwerke zustande, denen die zweitbeste Wasserkraft Deutschlands, für elektrochemische Großindustrie, für Herstellung von Karbid überantwortet wurde, nachdem über zehn Jahre lang die Erwägungen gepflogen waren, ob sich für diese hervorragende Wasserkraft bei uns überhaupt eine Ausbauwürdigkeit erreichen ließe. Der Ruf nach dem Ausbau der Wasserkräfte war aber inzwischen immer mächtiger geworden, die dem Wasserkraftausbau so abträglichen „Wirtschaftlichkeitsberechnungen" über seine Rentierlichkeit waren, aber stets nur im stillen Kämmerlein der Interessenten erfolgt, die Öffentlichkeit und die breite Masse der Laien hörte stets nur von dem großen Goldsegen, der sich aus dem Ausbau der Wasserkräfte ergeben müßte, und gebieterisch wurde die Forderung nach raschestem Ausbau erhoben. Für die Wasserkräfte wurde der Öffentlichkeit gegenüber behauptet, daß eine unbedingte Folge ihres Ausbaues ein allgemeiner Aufschwung des Wirtschaftslebens sein müsse. Man erhoffte, daß sich vor allem neue Industrien ansiedeln würden, daß der Verkehr sich durch Elektrisierung der Bahnen wesentlich verbilligen würde. Die nüchternen Erwägungen, die die „Unwirtschaftlichkeit" des Wasserkraftausbaues zu Vorkriegszeiten bewiesen, drangen nicht bis zu den Ohren Derjenigen, die die freudigen Verkündungen von dem Wasserkraftsegen aufgenommen hatten. Nun kam der Krieg und in der Folge die wohl von keinem der 65 Millionen Deutschen jemals für möglich gehaltene Kohlennot mit ihrer Lähmung und Umwälzung unseres ganzen Wirtschaftslebens. Jetzt schienen diejenigen Recht zu bekommen, die früher in ihren Rufen nach intensivem Wasserkraftausbau kein Gehör gefunden hatten, und die jetzt darauf hinwiesen, welche Schäden dem deutschen Wirtschaftsleben erspart geblieben wären, wenn anstatt der fehlenden Kohlen so und soviele Wasserkräfte zur Verfügung gestanden hätten. Man kann hierüber verschiedener Anschauung sein. Wenn auch eine große Menge deutscher Wasserkräfte vor dem Krieg ausgebaut worden wäre, ist es fraglich, ob dadurch unsere wirtschaftlich

mißliche Lage infolge der Kohlennot sich in dem Umfang verbessert hätte wie man vielfach behauptete. Es kann eingeworfen werden, daß beim Ausbau der Wasserkräfte vor dem Krieg nach den damaligen Wirtschaftsverhältnissen jede einzelne Wasserkraft auch eine auf jeweils speziell private Interessen zugeschnittene Verwendung gefunden hätte und zumeist für einen bestimmten Verwertungszweck in Fabrikanlagen festgelegt gewesen wäre, die sich wohl selten mit der wünschenswerten Beschleunigung an die durch die Umwälzung unserer Wirtschaftsverhältnisse neu bedingten Forderungen hätten anpassen lassen. Eine Stütze erhält diese Annahme dadurch, daß z. B. in der Südschweiz, am Tessin, seit langem schon große Wasserkraftanlagen fast vollständig brach liegen, z. B. das auf 40 000 kW ausgebaute hochmoderne Bodiowerk, weil sich die Absatzmöglichkeit für die daran angeschlossenen elektrochemischen Fabriken verschlechterte, und daß es trotzdem nicht gelungen ist, diese billigen Wasserkräfte inzwischen in größerem Umfange für andere Zwecke nutzbar zu machen, obwohl doch z. B. die Schweiz nach wie vor noch große Kohlenmengen aus dem Auslande bezieht.

Schon während des Krieges faßte man den Vorsatz, die früher als weittragende Fehler behaupteten Unterlassungen bezüglich des Wasserkraftausbaues so rasch als möglich nachholen zu wollen. Doch bei Verwirklichung dieses guten Willens drängten sich folgende schwerwiegende Überlegungen auf:

Einmal: Erfordern die zu erwartenden Wirtschaftsverhältnisse die Aufschließung von neuen Energiequellen überhaupt?

Dann: Bei Bejahung dieser Frage: Lassen sich die nunmehr notwendigen weit höheren Aufwendungen für den Ausbau von Wasserkräften rechtfertigen?

Drittens: Sind für den Ausbau weiterer Wasserkräfte neue Wege einzuschlagen, oder sind die früher befahrenen Geleise einzuhalten?

Die Beantwortung der ersten Frage, ob es sich für uns überhaupt noch lohnt, nach neuen Energiequellen Ausschau zu halten, hängt mit der Auffassung zusammen, ob wir weiterleben oder ob wir uns als endgültig und für immer vernichtetes Volk mit dem langsamen Absterben begnügen wollen?

Ich glaube, daß die Zuhörer dieses Vortrags, die zum Besuch der Energie-Wirtschaftsausstellung gekommen sind, die Auffassung teilen, daß wir weiterleben wollen, und nicht nur das, daß wir nicht nur vegetieren, sondern für die Zukunft bessere Lebensbedingungen schaffen wollen als wir sie jetzt haben und sogar früher, in der guten alten Zeit vor 1914 hatten. Doch kann hier wohl eingeworfen werden: Genügen uns hierzu nicht schon unsere bisherigen Energiequellen? An Wasserkräften sind bis heute in Deutschland ausgebaut rd. 700 000 PS mit einer Jahreserzeugungsfähigkeit von rd. 4 Milliarden kW-St. Ledigleich zum Vergleich sei angeführt, daß in Deutschland rd. 35 Millionen PS Dampfmaschinen und Gasmotoren in Betrieb sind, und wiederum lediglich zum Vergleich, daß in der deutschen Marine 11 Millionen PS Kraftmaschinen eingebaut waren, daß davon 1½ Millionen PS bei Scapa Flow auf dem Meeresgrund ruhen, daß ein Großkampfschiff der letzten Güte, wie solche z. Zt. die Vereinigten Staaten von Nordamerika bauen, mit 150 000 PS ausgerüstet wird, und daß das Walchenseewerk, dessen Existenzberechtigung länger als zehn Jahre erwogen werden mußte, — 25000PS liefert, dabei nach Friedenspreisen noch nicht die Hälfte eines einzigen Schlachtschiffes gekostet hätte — auch ein Beitrag zur „Wirtschaftlichkeitswirtschaft"!

Außer den Wasserkräften stehen als hauptsächliche Energiequellen unsere Kohlen zur Verfügung. Im letzten Friedensjahr, 1913, haben wir rd. 190 Millionen Tonnen Steinkohle (Braunkohle umgerechnet auf Steinkohle) gefördert. Davon trafen auf Ruhrgebiet rd. 111, Oberschlesien 49, Rheinland 4, Saargebiet 1 Millionen Tonnen.

Von den 1913 geförderten 190 Millionen Tonnen wurden 35 Millionen ausgeführt, 15 Millionen im Bergbau selbst verbraucht, 70 Millionen für Kokerei und für Stahl- und Eisenbereitung verwendet, 4 Millionen in Elektrizitätswerken verbrannt, 15 Millionen für Eisenbahnen und Straßenbahnen verbraucht.

Die Förderung im Jahre 1920 umfaßte etwa $^4/_5$ der von 1913, 26 Millionen Tonnen müssen wir bis auf weiteres jährlich an den Feindbund abliefern.

Die Gewinnungsstellen für Kohlen innerhalb Deutschlands haben sich in den letzten Jahren wesentlich vermehrt, hauptsächlich sind Braunkohlenfelder In größerer Anzahl neu aufgeschlossen worden, wohl zum Teil nur vorübergehend. Die Gesamtzahl der Belegschaften soll z. Zt. 225 000 Mann mehr als früher betragen.

Die Ziffern der im Ruhrgebiet, Rheinland, Oberschlesien, an der Saar bislang geförderten Kohlenmengen im Verhältnis zu unserer Gesamt-Kohlenerzeugung (über 80%), die geographische Lage dieser Hauptgewinnungsstätten für Kohle zu unseren Grenzen, die Erinnerung an die Drangsale der letzten Jahre im Verkehr und in der Gütererzeugung wegen Kohlenmangel, und die fortwährenden Drohungen unserer Feinde: Wer möchte da noch im Zweifel sein, daß wir nicht Veranlassung haben, mit allen Kräften neue, verlässigere, unsere dringendsten Lebensnotwendigkeiten sicherstellende Energiequellen aufzuschließen? Die Umgestaltung unserer früheren bequemen, lieb gewordenen Kohlenverhältnisse ist die wirtschaftlichste Grundlage für die Aufschließung neuer Energiequellen, für den Ausbau unserer Wasserkräfte, „wirtschaftlich" im Sinne: Lebensmöglichkeiten schaffend, Lebensnotwendigkeiten sichernd. — (Schluß folgt.)

Bericht über die Hauptversammlung der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen in München.

Unter lebhafter Beteiligung hat die diesjährige Hauptversammlung am 20. und 21. Juni d. J. in München stattgefunden. Gegen 400 Teilnehmer waren aus allen Teilen Deutschlands herbeigeeilt. Auch die Beteiligung an dem Ausflug zum Walchensee zur Besichtigung des Ausbaues des dortigen Kraftwerkes am 23. Juni war trotz der sehr ungünstigen Witterungsverhältnisse eine gute.

Die Versammlung, die sich in den Rahmen der sehr bemerkenswerten „Ausstellung für Wasserstraßen und Energiewirtschaft" eingliederte und daher auch in den Räumen der Ausstellung stattfand, die sich für Vorträge allerdings nicht besonders eignen, wurde durch den Vorsitzenden Geh. Baurat Prof. Dr.-Ing. de Thierry, Berlin, mit Worten der Begrüßung eröffnet. Dem schlossen sich Ansprachen von Minist.-Dir. v. Reuter, als Vertreter der Bayerischen Regierung von Ob.-Baudir. Dr.-Ing. Ottmann, Berlin, als Vertreter des Reichsverkehrsministers und von Ministerialrat Dantscher für den Bayerischen Architekten- und Ingenieur-Verein an. Der Verein Deutscher Ingenieure hatte Direktor Hellmich, der Wasserkraft- und Energiewirtschaftsverband Landrat a. D. Rötger als Vertreter entsandt.

Für die 3 interessanten und mit Beifall aufgenommenen Hauptvorträge, an die sich eine angeregte Aussprache anschloß, haben wir in Nr. 12 schon kurz den Inhalt angegeben. Wir werden sie noch ausführlich zum Abdruck bringen. Ihnen schlossen sich beachtenswerte Mitteilungen des Dipl.-Ing. Gerloff, Berlin, über die Technische Nothilfe und ihre Bedeutung für die Sicherstellung des technisch-wissenschaftlichen Wiederaufbaus an, die in die Aufforderung ausklangen, daß gerade die technischen Kreise hier energisch mitarbeiten und für einen gesetzlichen Zwang zur Aufrechterhaltung der lebenswichtigen Betriebe als Grundlage unseres gesamten Wirtschaftslebens mit Nachdruck eintreten müßten.

Mit Dankesworten an die Münchener Fachgenossen, die sich um die Veranstaltung der Versammlung besonders bemüht hatten, schloß der Vorsitzende die öffentliche Versammlung, die am ersten Nachmittag durch eine Führung durch die Ausstellung unterbrochen wurde, bei der Referenten der beteiligten Ministerien die Führung hatten. Die Ausstellung gibt ein übersichtliches Bild von dem, was in Bayern auf dem Gebiete des Wasserkraftausbaues und der Energiewirtschaft überhaupt geleistet, in Ausführung begriffen und geplant ist, soweit über die Main-Donau-Wasserstraße und die damit in Verbindung stehenden sonstigen Pläne usw. Eine umfangreiche Ausstellung der mit diesen Fragen in Verbindung stehenden Industrie vervollständigten die wertvolle Ausstellung, die auch dem Laien die hier behandelten technischen Aufgaben in sehr geschickter Weise näher zu bringen sucht.

Den Beschluß der Tagung in München bildete, nachdem am 2. Tage schon der Vorstand der Gesellschaft zusammengetreten war, eine Versammlung der Mitglieder, in der über die Entwicklung, die augenblickliche Lage und die im Gange befindlichen und geplanten Aufgaben der Gesellschaft beraten wurde. Fr. E.

Schriftleitung: Reg.-Baumeister Fr. Eiselen, Berlin-Lichterfelde, Karlstr. 99. — Verlag von Julius Springer in Berlin W. — Druck von H. S. Hermann & Co. in Berlin SW.

MITTEILUNGEN
der
DEUTSCHEN GESELLSCHAFT FÜR BAUINGENIEURWESEN
Schriftleitung: Regierungs-Baumeister Fr. Eiselen. Berlin-Lichterfelde, Karlstraße 99. Telephon: L. 1040.
(Geschäftsstelle der Gesellschaft: Berlin NW. 7, Sommerstraße 4 a. Tel.: Centrum 15207—15212).
2. Jahrgang 31. Juli 1921 Nr. 14

DIE WIRTSCHAFTLICHEN GRUNDLAGEN DES NEUZEITLICHEN WASSERKRAFTAUSBAUES.

Vortrag, gehalten am 21. Juni 1921 bei der Tagung der „Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen".

Von Oberregierungsrat Krieger, München.

(Fortsetzung von Seite 52.)

Anderen, vielfach erörterten Überlegungen für die Notwendigkeit des Wasserkraftausbaues, die Verhinderung allzu früher Erschöpfung unserer Kohlenfelder, lege ich weniger Wert bei. Wir sind nicht im geringsten veranlaßt, uns für unsere Nachfahren in etwa 1000 oder 2000 Jahren Sorge zu machen. Es ist ein Zeichen von Überhebung, wenn wir uns einbilden, unsere heutigen Lebensbedingungen und unsere heutigen Vorausahnungen und Vorausbestimmungen könnten in hundert oder gar in tausend Jahren noch irgendwelche Geltung haben. Die Lebensverhältnisse um das Jahr 2000 werden von unseren heutigen ebenso verschieden und unbeeinflußt sein, wie es die heutigen gegenüber denen zu Goethes Zeiten sind. So wenig wir unseren Urahnen einen Vorwurf machen dürfen, daß sie damals, als die Arbeitskräfte noch williger die Grundstücke noch billiger und die Nachbarn noch friedlicher waren, nicht mehr Sümpfe trocken gelegt, mehr wilde Flußläufe geregelt, mehr Staubecken angelegt haben, so wenig haben wir zu befürchten, daß die Erdbewohner vom Jahre 3000 uns eines Raubbaues an der Kohle bezichtigen werden. Lächeln werden sie vielmehr über die Kohlen-Zukunftssorgen und die stümperhaften technischen Bemühungen Derer um 1920, über das Ächzen und Stöhnen und die ungerechtfertigte stolze Überhebung, mit der wir mit unendlicher Mühe langsam und schrittweise der Kohle ein Prozentlein Auswertungseffekt nach dem anderen abringen und doch erst gegen 20 vH erreicht haben. Wir stehen ja noch am Anfang der Entwicklung technischer Möglichkeiten, ungeahnte Aufgaben gibt es für unsere Nachfahren noch zu lösen, ungeahnte Kraftquellen werden sich in einem kommenden Jahrhundert auswerten lassen.

Nur bezüglich der Wasserkraftenergie haben wir die Möglichkeit, nahezu Vollkommenes zu leisten, mehr als $^4/_5$ der von der Natur im fallenden Wasser gewährten Energiedarbietung vermögen wir bereits nutzbar zu machen. Bei der Kohle noch Raubbau im vollsten Sinn des Wortes, bei der Wasserkraftausnutzung beinahe restlose Dienstbarmachung der Naturkraft! Es wäre bedenklich um uns bestellt, wenn wir trotz unserer ärmlichen Lage um augenblicklicher Scheinvorteile willen größere Ziele vernachlässigen würden. Die Forderung möglichst restloser Energieauswertung, wie solche beim Wasserkraftausbau möglich wird, ist auch eine wichtige wirtschaftliche Grundlage für die Aufschließung unserer Wasserkräfte.

Wenn sich die Frage, ob die voraussichtlichen Wirtschaftsverhältnisse der Zukunft die Aufschließung von neuen Energiequellen überhaupt rechtfertigen, dahin beantwortet, daß wir allen Grund haben, in Zukunft Kohle nach Möglichkeit zu sparen und durch Wasserkraftenergie zu ersetzen, so muß man sich auch darüber Rechenschaft geben, in welchem Umfang ein solcher Ersatz möglich ist. Von den i. J. 1913 in Deutschland geförderten 190 Millionen t Kohle, wurden, wie oben angeführt, 4 Mill. in Elektrizitätswerken verwendet, 15 Mill. für Eisenbahnen und Straßenbahnen verbraucht. Abgesehen von Krafttransport- und Verteilungsschwierigkeiten läßt sich der Ersatz dieser Kohle durch Wasserkraftelektrzität am leichtesten decken. Die 4 Mill. t Kohle in den Elektrizitätswerken könnten durch 4—6 Milliarden kWStd. Wasserkraft-Elektrizität aufgewogen werden, wodurch ungefähr $^1/_8$ der oben mit 30 Milliarden kWStd. angegebenen jährlichen deutschen Wasserkrafterzeugungs-Möglichkeit verbraucht würde. Die Umrechnung der für Bahnzwecke verbrauchten 15 Mill. t Kohle in Wasserkraft-Elektrizität ist schwierig. Aber gerade hier muß die Zukunft den Ersatz der Kohle durch Elektrizität in möglichst großem Umfang bringen, denn die Ausnutzung der Kohlenenergie in der Lokomotive ist noch weit unbefriedigender als die in anderen Energie-Umwandlungsstätten. Angesichts der Energievergeudung beim Dampflokomotivenbetrieb — Geheimrat Dr. Schmick berechnet den Selbstverbrauch an Kohle für das Befördern der Lokomotivkohle von Ruhrort nach der Mitte Bayerns auf 2,1 vH der Nutzlast — und der Unsicherheit der zukünftigen Kohlenbewirtschaftung kann und darf natürlich die rein rechnerische Überlegung, ob in Anbetracht der Verhältnisse von gestern, heute und morgen die Elektrifizierung von Bahnnetzen noch unmittelbaren Geldgewinn bringt, nicht ausschlaggebend sein. Bei der geographischen Lage der Wasserkräfte ist es ja auch nicht möglich, den größeren Teil des deutschen Eisenbahnnetzes mit Wasserkraft-Elektrizität zu speisen. Für das bayerische Eisenbahnnetz mit rd. 1,1 Mill. t Kohlenverbrauch in je einem Vorkriegsjahr ist jedoch ein Elektrizitätsbedarf von 1,3 Milliarden kWStd. berechnet. Für eine deutsche Bahnelektrifizierung läßt sich der Bedarf zu 18 Milliarden kWStd. schätzen. Die Zahlen sollen keinerlei Anspruch auf peinliche Richtigkeit machen, sondern ersehen lassen, daß schon auf zwei Krafterzeugungsgebieten, in den Elektrizitätswerken und beim Eisenbahnbedarf die gewinnbare Wasserkraftmenge Deutschlands zum größten Teil untergebracht werden könnte.

Neben der Geltendmachung der wohl wenig bestreitbaren Forderung, daß wir angesichts dre Umwälzung unserer Kohlenwirtschaft auf möglichsten Ersatz der Kohle durch Wasserkraft bedacht sein müssen, wurden auch schon vielfach Versuche angestellt, auf Grund von Überlegungen und Berechnungen eine möglichst erfüllungssichere Vorstellung von der zu erwartenden Elektrizitätsaufnahmefähigkeit bei uns, von den tatsächlichen Zukunftsmöglichkeiten und -Arten der Wasserkraft-Elektrizitätsverwertung und der Gestaltung der Energiewirtschaft überhaupt zu gewinnen. Selbst die gewiegtesten Wirtschaftspolitiker müssen sich bei solchen Vorausberechnungen aber auf Annahmen stützen, und es ist persönliche Glückssache, ob die gemachten Annahmen zutreffen oder nicht.

Oskar von Miller verschaffte sich z. B. die Unterlagen für die zukünftige Bemessung des Bayernwerkes, des in Zukunft das ganze rechtsrheinische Bayern umfassenden Kraftlieferungsnetzes, dadurch, daß er einen ersten Ausbau annimmt, in dem der bei Beginn des Krieges vorhandene Stromkonsum sich verdoppelt hat, und einen zweiten Ausbau, für

den mit einer Verdreifachung des vor dem Krieg erhobenen Verbrauches gerechnet ist. Die verschiedenen Verbrauchsarten des Stromes: als Industriekraft, für Beleuchtung, Straßenbahnen, landwirtschaftlichen Bedarf usw, werden dabei nicht unterschieden. Für das rechtsrheinische Bayern kommt dabei Oskar von Miller auf folgende Verbrauchsziffern:

Jahresarbeit im Jahre 1913 . . . . . 278 Mill. kWStd
„ nach dem ersten Ausbau . 659 „ „
„ nach dem zweiten Ausbau 972 „ „

Der Bedarf für elektrischen Bahnbetrieb, sowie für elektrotechnische Betriebe, für Rohkraftgewinnung ist dabei nicht einbegriffen. Der Zeitpunkt, zu dem voraussichtlich nach Vollendung des ersten Ausbaues an den zweiten herangegangen werden soll, wird von Oskar von Miller noch offen gelassen. Das Charakteristische für Unternehmungen wie das Bayernwerk ist, daß die Baumaßnahmen dem Bedarf für Auswertung wesentlich voraneilen müssen, da erst von der Wirkung der bereits vorhandenen Bauherstellung ein großer Teil der Erfüllung der gemachten Annahmen erwartet werden kann.

Ergänzend sei angefügt, daß auf Grund neuerer Untersuchungen die Aufnahmefähigkeit Bayerns für elektrischen Strom zu rd. 1,5 Milliarden kWStd. berechnet werden kann.

Daß die Elektrizitätsverwendung bei uns noch große Ausbreitungsmöglichkeiten besitzt, kann im Ernste nicht bestritten werden. Der Verkauf von Elektrizität wird zwar von den damit befaßten Unternehmungen, die dieses Geschäft zur unmittelbaren Gewinnerzielung betreiben, als sehr schwierig bezeichnet. Dies mag zugegeben werden, jedoch muß, wenn überhaupt noch Zukunftshoffnungen auf Besserung unserer Lage berechtigt sind, erwartet werden, daß bei Verbreitung der Elektrizität zur Erzielung mittelbaren Nutzens, zur Erleichterung der Gütererzeugung, eine gesteigerte Aufnahmebereitwilligkeit für elektrische Energie vorhanden ist.

Folgende Zahlen lassen solche Voraussetzungen als berechtigt erscheinen: In der Umgebung Münchens kommt in dem Versorgungsnetz der Isarwerke (Überlandkraftwerk) auf den Kopf des Versorgungsgebietes ein Verbrauch von rd. 150 kWStd. für das Jahr. In der Nordost-Schweiz werden für Kopf und Jahr des dort versorgten Gebietes 550 kWStd. abgesetzt. Wenn auch die dortigen Verhältnisse besonders gelagert sein mögen und nicht anzunehmen ist, daß im Durchschnitt in deutschen Gebieten eine derartige Aufnahmefähigkeit erzielt werden kann, so läßt sich doch kein Grund ersehen, warum bei uns die Versorgung mit Elektrizität in vielen Gauen Deutschlands nicht noch außerordentlich gesteigert werden könnte. Der oben angeführten Aufnahmefähigkeit Bayerns für elektrischen Strom von rd. 1,5 Milliarden kWStd. liegt zum Beispiel zugrunde, daß als Verbrauchssättigung für den versorgten Einwohner der städtischen Bevölkerung 350 kWStd. für das Jahr und der ländlichen Bevölkerung nur 50 kWStd. für das Jahr angenommen zu werden brauchen.

Weite Verwendungsgebiete des elektrischen Stromes harren noch der Aufschließung. Wenn sich auch bezüglich der elektrochemischen Großindustrie manche weitgespannten Hoffnungen nicht erfüllt haben, manches derartige auf Wasserkraft gestellte Verfahren durch andere, von Wasserkraft unabhängige Herstellungsarten überholt wurde, so bleiben doch auch auf diesem Gebiete noch viele Verwertungsmöglichkeiten. Die Erzeugung der der deutschen Landwirtschaft noch fehlenden 280 000 t reiner Stickstoff würde beim Umweg über Kalksalpeter allein rd. 20, über Kalkstickstoff 4,5 Milliarden kWStd. erfordern.

Allerdings werden die Überlegungen, die in Vorkriegszeiten für die Heranziehung von Wasserkraft für elektrochemische Großfabrikation und Verbindung solcher Fabriken mit dem Ausbau bestimmter Wasserkräfte ausschlaggebend waren, infolge der veränderten Frachtenverhältnisse und der gesteigerten Bedeutung der Wasserkräfte vielfach anderen Betrachtungen Platz machen müssen. In vielen Fällen wird der Transport der Kraft in das Gebiet, das mit dem früher an der Wasserkraftstelle hergestellten Erzeugnis versorgt werden sollte, nunmehr dessen Bahnverfrachtung vorzuziehen sein. Nur in seltenen Fällen mehr wird ein elektrochemisches Großindustrie-Unternehmen und eine dazu erbaute Wasserkraftanlage einen in sich abgeschlossenen Sonderbetrieb bilden können, vielmehr werden sich auch die Kraftverlangen solcher Unternehmungen unter möglichster Anpassung an die in der Eigenart der Wasserkräfte eines Landes gegebenen Kraftdarbietungen in die allgemeine Energiewirtschaft eines Landes einpassen müssen.

Ein der sicheren Lösung im Sinne umfangreicher Inanspruchnahme elektrischer Energie zustrebendes Problem ist das der elektrischen Heizung. Große Vorsicht ist geboten, solchen Problemen von vornherein die wirtschaftliche Zukunftsmöglichkeit abzusprechen. Wie lange ist es denn her, daß der elektrische 1 PS-Motor als vollkommen unwirtschaftlich erklärt wurde, und welche ungeheure Verbreitung hat heute dieser kleine Kraftvermittlungsapparat gefunden?

Alle Betrachtungen über kommende Verwertungsmöglichkeiten von elektrischer Kraft haben jedoch nur Wert, wenn der feste Wille, wieder emporzukommen, die fundamentale wirtschaftliche Voraussetzung für die Aufschließung neuer Energiequellen, somit den Ausbau unserer Wasserkräfte bildet.

Nach Bejahung der Frage, daß wir an die Aufschließung neuer Energiequellen herangehen müssen, ist die Frage zu behandeln, ob sich die nunmehr weit höheren Aufwendungen für den Ausbau von Wasserkräften rechtfertigen. Hier ist wieder auf die Betrachtung der Verhältnisse zurückzugehen, die früher für die Wertbemessung des Wasserkraftausbaues den Maßstab bildeten. Immer war es der Vergleich mit der Kohlenkraft, der in den meisten Fällen die Entscheidung gab, ob eine Wasserkraft als ausbauwürdig befunden wurde oder nicht. Dieser Wertmaßstab hat sich nun durch den Umschwung der Verhältnisse sehr zugunsten des Wasserkraftausbaues verschoben. Nicht nur, daß die Kohle in ihrer Güte und Menge stark vermindert wurde, stieg auf der anderen Seite der Preis der Kohle ins Groteske. Der Tonnenpreis der Ruhrkohle erhöhte sich z. B. in München seit 1914 von 25,70 M bis heute auf 353,60 M, der oberbayerischen Grobkohle in München von 21 M auf 332,30 M.

Während in Vorkriegszeiten in einem maschinell nicht besonders raffiniert ausgerüsteten Dampfkraftwerk die kWStd. noch für 3 bis 5 Pf Kohlenkosten erzeugt werden konnte, steigen jetzt die Aufwendungen für Brennstoffe selbst in bestausgebauten Dampfkraftwerken für 1 kWStd. bis auf 50 Pf und noch ist kein Ende abzusehen. Der Qualitätsmangel, einer der Hauptgründe der Verteuerung der Wärmekraftkosten, hat sich noch immer nicht wesentlich verbessert. Der Preis der Kohle erhöht sich immer mehr, sowohl durch die Förderkosten als auch durch die Besteuerung. Die Kohle wird auch weiterhin das beliebteste Steuerobjekt bilden, denn sie ist steuertechnisch am bequemsten zu erfassen. Man rechnet bereits mit einer Besteuerung der Kohle bis zu 100vH des Zechenpreises! Alle Hoffnungen auf einen Abbau des Kohlenpreises sind zuschanden geworden, und wenn vor gar nicht langer Zeit noch Wirtschaftspolitiker warnen zu müssen glaubten vor weiterem Wasserkraftausbau wegen sicher eintretendem Preissturz der Kohle, so haben sich deren Voraussagen nicht erfüllt und die Versprechungen sich ins Gegenteil verkehrt.

Sicherlich ist mit einer erhöhten Auswertbarkeit der Kohle zu rechnen, und die bei den in dieser Richtung gemachten Versuchen erzielten Ergebnisse sind vielversprechend. Jedoch wäre es verfehlt, hierauf allzu große Hoffnungen setzen oder gar daraus die Nichtberechtigung für den Ausbau der Wasserkräfte ableiten zu wollen. Die allgemeine Nutzbarmachung der besseren Kohlenausnutzungsmöglichkeiten würde

eine weitgehende Umstellung der maschinellen Einrichtungen in den bestehenden Dampfkrafterzeugungsanlagen voraussetzen. Hierzu würde eine so lange Spanne Zeit erforderlich werden, daß während dessen die Wasserkräfte schon auf das Konkurrenzfähigkeitsmaß auch bei billigerer Kohlenerzeugung abgeschrieben sein werden.

Die Aufwendungen für den Wasserkraftausbau sind nicht in dem Maße gestiegen, wie sich die Kohle verteuert hat. Wo man früher für den Ausbau mit 600 M/PS rechnen konnte, ergeben sich jetzt Herstellungskosten von 6000—10 000 M/PS. Die Einzelkosten für den Ausbau von Wasserkräften sind an der Verteuerung sehr ungleichmäßig beteiligt. Der Lohn eines Bauarbeiters ist heute ungefähr das Neunfache von dem zu Vorkriegszeiten, die Tendenz ist immer noch eine steigende. Die Kosten von 1 cbm Erdbewegung, die früher mit 1,50 M anzusetzen waren, betragen heute etwa 16 M. Wo früher mit 2 kg Kohlenverbrauch und 0,6—0,7 Arbeitsstunden für 1 cbm Erdbewegung zu rechnen war, fallen heute 6—8 kg und 1,5 Arbeitsstunden an. Der Preis für Stabeisen war 1920 auf das 60fache des Preises von 1914 gestiegen und beträgt heute noch das 27fache. Schnittholz mußte 1920 um das 17fache des früheren Preises gekauft werden und ist heute nur auf das 15fache gesunken. Zement kostete 1914 die Tonne 41 M, 1920 dagegen 524 M, heute steht der Preis auf 469 M. Im allgemeinen betragen die Ingenieurbaukosten heute das 10—13fache der früheren, die Kosten der maschinellen Einrichtungen jedoch das 15—18fache! Der Kilometer einer 20 000 Volt-Leitung ist heute 8—9 mal, der einer 50 000 Volt-Leitung 10 mal, die Beschaffung einer Wärmekraftmaschine etwa 15 mal so teuer als früher.

Bei Bemessung des rechnerischen Ausbauwertes neuer Wasserkräfte sind die Annahmen über die künftige Preisgestaltung von großer Wichtigkeit. Es gibt Industrien, die in der Lage waren, in den letzten Jahren enorme Gewinne zur Ausschüttung ungewöhnlich hoher Dividende und außerdem zur vollständigen Abschreibung ihrer Anlagen zu verwenden und die es trotzdem für notwendig erachten, die derzeitigen Preise für ihre Erzeugnisse so hoch zu halten, daß sie Neuanschaffungen, die vielleicht das 20fache des Friedenspreises kosten, innerhalb 2—3 Jahren auf den 3—4fachen Friedenswert abschreiben können, da dies nach Ansicht ihrer Leiter die voraussichtlichen Wirtschaftsverhältnisse Deutschlands der nächsten Jahre unbedingt notwendig machen und die Wettbewerbsfähigkeit nur so aufrecht erhalten werden kann. Ist es gerechtfertigt, einen solchen, die ungesunde Bereicherung Einzelner allerdings mit Sicherheit gewährleistenden Maßstab auch für die Bewertung neuer Wasserkraftbauten anzulegen? Selbstverständlich wird bei Berechnung des wirtschaftlichen Wertes neuer Wasserkraftanlagen eine außerordentliche Abschreibung in den ersten Jahren in Betracht gezogen werden müssen. Kohlenkraft als Vergleichsmaßstab würde z. B. bei einer Wasserkraft mit 15 000 M Ausbaukosten für 1 kW mittlere Jahresleistung, für die sich somit bei 10 vH Betriebskosten normaler Berechnung und 6000 Ausnutzungsstunden ein Kilowattstundenpreis von 25 Pf ergeben würde, eine normale Abschreibung gestatten, die den Kilowattstundenpreis vielleicht bis zu 40—45 Pf erhöht. Die heutigen größtenteils wohl weit unter voriger Beispielsannahme bleibenden Ausbaukosten für Wasserkräfte werden sich also in vollem Umfang rechtfertigen lassen. Für verschiedene zur Zeit viel genannte Wasserkraftausnutzungspläne, die z. Zt. eine große Rolle spielen, z. B. bei den an der Main—Donau-Wasserstraße nutzbaren Wasserkräften, bei den mit der Neckarkanalisierung aufzuschließenden Wasserkräften, bei den 100 Millionen kWStd., die sich mit den Saaletalsperren, deren Ausbaukosten zu 600—700 Mill. M nach heutigen Preisen angegeben werden, wird sich eine Kraftdarbietung zwischen 30—60 Pf für 1 kWStd. ergeben. Die Heranziehung des Geldmarktes wird allerdings für die weiteren Wasserkraft- und Wasserstraßen-Unternehmungen immer kostspieliger werden, während bei der zu Anfang dieses Jahres aufgelegten Anleihe für den Ausbau der bayerischen Großwasserkräfte die Schuldverschreibungen noch zu dem Kurs von 98 vH mit 4½ vH Verzinsung begeben werden konnten, ist z. Zt. für den Ausbau der Neckarwasserkräfte schon eine 5%ige Anleihe, rückzahlbar mit 102vH in Aussicht genommen.

Nun zur dritten Frage: Sind für den Ausbau weiterer Wasserkräfte neue Wege einzuschlagen oder ist in den früher befahrenen Geleisen fortzuwandeln? Der frühere Weg der individuellen privatwirtschaftlichen Betätigung auf dem Gebiete des Wasserkraftausbaues hat dazu geführt, daß angesichts der ihm entgegenstehenden Schwierigkeiten, die vor allem in der Konkurrenz der billigen Kohlenkraft, in dem benötigten großen Kapitalaufwand, in langer Bauzeit gegeben waren, der Ausbau langsam vor sich ging, und die einzelnen Kraftquellen je nach den augenblicklichen Bedürfnissen des Interessenten ausgewählt wurden. So kam es, daß im allgemeinen zuerst die billigsten, das waren auch die wertvollsten Wasserkräfte, ausgebaut wurden und nicht immer für Zwecke, die im Interesse der Allgemeinheit lagen. Wenn auch der um die Jahrhundertwende noch übliche Raubbau an Wasserkräften, das Herausschneiden besonders günstiger Strecken ohne Rücksicht auf spätere Aufschließungsmöglichkeiten der ober- und unterhalb gelegenen Strecken, durch die staatliche Überwachung unterbunden wurde, so war es doch nicht möglich, den Wasserkraftschatz eines Landes systematisch und nach großen Gesichtspunkten der Aufschließung zuzuführen. Seitdem man jedoch erkannt hat, daß die Wasserkräfte eines Landes einen noch weit wertvolleren Teil des Volksvermögens darstellen, als man in Vorkriegszeiten annehmen mußte, ferner daß die Festlegung unserer lebenswichtigen Wirtschaftsbetriebe einzig und allein auf Kohle nicht die genügende Sicherheit für Aufrechterhaltung unserer Daseinsnotwendigkeiten bietet, hat sich auch gebieterisch die Forderung eingestellt, daß diese Naturschätze von einheitlichen Gesichtspunkten aus, von der Allgemeinheit für die Allgemeinheit ausgebeutet, verteilt und verwaltet werden müssen. Diese Erkenntnis wirkt sich wie folgt aus: Die einzelnen Wasserkraftausnutzungsmöglichkeiten dürfen nicht als in sich abgeschlossene Anlagen gelten, sondern müssen als Teile eines Ganzen betrachtet werden. Es ist untunlich, vor allem besonders wertvolle Kräfte für einen bestimmten Verwendungszweck festzulegen und Ausbaugröße und Ausbauart durch diesen Zweck etwa in der Weise beeinflussen zu lassen, daß diese Kräfte für allgemeinere Verwertungsmöglichkeiten verkümmert sind. Alle Wasserkräfte müssen höchstwertig und restlos aufgeschlossen werden, selbst wenn sich ein minderwertigerer Ausbau augenblicklich etwas billiger stellen würde. Wenn irgendwo Zuschuß aus öffentlichen Mitteln gerechtfertigt ist, so könnte ein solcher für derartige Fälle verlangt werden, bei denen sich mit seiner Hilfe die Berücksichtigung kleinlicher Augenblickserwägungen, die bleibende Verkümmerung eines wertvollen Gutes der Allgemeinheit vermeiden ließe. Und wenn die Sorge bestünde, daß bei Aufschließung einer Großkraftquelle in den ersten Jahren ihre volle Auswertung nicht gewährleistet sei, und daher in dieser Zeit die Verzinsung des aufgewendeten Baukapitals erschwert werde, und wenn man sich deswegen entschließen möchte, die Großkraft lieber zu zerstückeln und kleinweise auszubauen und so ein unersetzliches Naturgeschenk dauernd zu entwerten, so wäre auch hier ein drastischer Fall gegeben, in dem unter Zuhilfenahme öffentlicher Mittel die Verwirklichung solcher zaghafter Rechenstiftarbeit unter allen Umständen verhindert werden müßte. Denn stets möge man sich vor Augen halten, daß Wasserkraftausbauten mit ihren mächtigen Wehren, breiten Kanälen und tiefgegründeten Kraftbäusern im Vergleich zu Bahnen, Straßen und Fabrikgebäuden als Ewigkeitswerte anzusprechen sind, die in der erstmaligen Gestaltung auf Generationen hinaus unabänderbar festliegen. Und gerade weil wir von der Natur nicht allzu reichlich mit

Wasserkraftschätzen bedacht sind, müssen wir mit dem uns zugewiesenen Vorrat haushalten und aus ihm das Höchste herauswirtschaften, was Menschenwitz dazu imstande ist. So wenig es gerechtfertigt ist, in bezug auf Kohlenabbau auf tausend Jahre voraus sorgen zu wollen, so sehr sind wir verpflichtet, die Naturkraft des fallenden Wassers, die wir bis nahezu an die äußerste technische Grenze auszuwerten imstande sind, unseren Nachfahren in unverkümmertem Ausbau zu hinterlassen. Sie würden uns sonst mit Recht der leichtfertigen Verletzung eines der wichtigsten wirtschaftlichen Grundgesetze zeihen. Wenn wir uns auch in politischer Hinsicht als ein kleines und kleinliches Geschlecht erwiesen haben, und wenn wir auch arm geworden sind, vielleicht ärmer als die Deutschen nach 1648 waren, würden spätere Zeiten doch nicht Überlegungen verstehen können, die uns um leichteren Zinsendienstes während 1 oder 2 Jahren willen veranlaßt hätten, z. B. eine Wasserkraft, die sich in einer großen Stufe ausbauen läßt, in 2 kleinere Stufen aufzulösen.

Wenn der Einzelwasserkraft im allgemeinen die Berechtigung als Einzelunternehmen abgesprochen werden muß, so ist die notwendige Folge, daß die Wasserkräfte eines Landes durch Hochspannungsleitungen zusammengeschlossen werden müssen. In der Schweiz, in Norditalien, in Südfrankreich ist diese Entwicklung schon seit längerer Zeit zu beobachten, in Bayern soll der Zusammenschluß durch das von unserem genialen Oskar von Miller geplante, bereits im Ausbau begriffene Bayernwerk verwirklicht werden. Durch diesen Zusammenschluß können die Nachteile der einzelnen Wasserkraftquellen, die in der Unregelmäßigkeit ihrer Ergiebigkeit liegen, zum großen Teil abgestumpft werden, die verschiedenen Krafterzeugungsstätten können bei örtlichen Störungen durch Hochwasser und Eisgang von anderen Kraftstellen her unterstützt werden, speicherfähige Anlagen können andere, nicht speicherfähige Werke ergänzen. Vor allem wichtig und wirtschaftlich notwendig ist aber der Anschluß solcher in einen einheitlichen Auswertungsrahmen eingepaßten Wasserkräfte eines Landes an Großwärmekraftwerke und an Gebiete mit reiner Wärmekraftversorgung. Durch solchen Anschluß lassen sich auch sogenannte Überschußkräfte, Sommerkräfte, unserer von dem Gebirgsflußcharakter abhängigen Wasserkraftanlagen mit ihren überreichlichen Sommerwassermengen hochwertiger Ausnutzung, nämlich dem Ersatz von Kohle in Wärmekraftwerken zuführen.

Ein klassisches Beispiel für einen solchen Ausgleich ist die Ausfuhr von 13 500 kW Schweizer Sommerenergie durch die Schweizerische Kraftübertragungs-A.-G. in das Elsaß in dortige Dampfkraftwerke, lieferbar in der Zeit vom 1. April bis 30. September, weiter von 12 000 kW Sommerenergie ebenfalls aus der Schweiz nach Lothringen in derselben Jahreszeit. Die ausgeführte Schweizer Energie ist in der Hauptsache Überschuß-Sommerstrom aus den Wasserkraftanlagen an der Aare. Als Ersatz für den nach Elsaß-Lothringen gelieferten Wasserkraftstrom soll aus den dortigen Kohlenfeldern in die Schweiz Kohle zu Vorzugspreisen eingeführt werden. Der von der Schweiz ausgeführte Sommerstrom soll an der Grenze i. M. mit 4,5 Rp. für 1 kWStd. bezahlt werden, ein erstaunlich hoher Preis.

Die Betriebsreserven brauchen naturgemäß für zusammengeschlossene Anlagen größerer Versorgungsgebiete nur viel geringer bemessen zu werden, als bei einzelnen Anlagen. Je größer der Rahmen solcher zusammengefaßter Wasserkraftwerke und kalorischer Anlagen ist, desto einheitlicher wird die Kraftdarbietung und somit deren Wertigkeit werden. Aus solchen Großkraftdarbietungsrahmen heraus lassen sich die verschiedenartigsten Kraftbedürfnisse in wirklich wirtschaftlicher, d. h. jede Verschwendung und Nichtausnutzung vorhandener Kraft vermeidender Weise befriedigen, so vor allem auch die Kraftverlangen der Großindustrie, der Städte und der Eisenbahn. Selbst die Städte werden aus Zweckmäßigkeitsgründen möglicherweise im Laufe der Zeiten noch dazu gelangen, ihre eigenen Kraftbetriebe in großen Versorgungsunternehmen aufgehen zu lassen; und wenn auch für die Elektrifizierung der Eisenbahnen nunmehr die Entscheidung endgültig für den Einphasen-Wechselstrom gefallen ist, so wird die Eisenbahnverwaltung die sicherste und wirtschaftlichste Versorgung doch aus einem allgemeinen Versorgungsnetz durch Aufstellen von Einphasenerzeugern neben Maschinen für die übliche Kraftversorgung unter Verzicht auf bahneigene Werke erhalten können. Die Großindustrie einschließlich volkswirtschaftlich wertvoller chemischer Industrie dürfte ebenfalls den gleichmäßigeren, durch gegenseitige Unterstützung gesicherten Strombezug aus Netzwerken, selbst unter Zubilligung höheren Kraftpreises, der Eigenerzeugung in einzelnen Kraftwerken vorziehen und sich dabei noch der Vorteile der größeren örtlichen Unabhängigkeit bei Wahl des Fabrikortes nach Gesichtspunkten der günstigsten Frachten und besten Arbeitsbedingungen gerne bedienen.

Ein Hauptvorteil eines aus einer größeren Zahl von Kraftquellen zusammengeschlossenen Versorgungsnetzes liegt darin, daß sich leichter als bei einem Einzelkraftwerk Kraft zur Darbietung an Interessenten in Vorrat halten läßt, da sich dieser Vorrat aus den Restkraftmengen der verschiedenen Kraftwerke zusammensetzen kann, die einzeln unverwertbar, in das Sammelnetz eingeliefert jedoch eine verkäufliche Kraftdarbietung bilden können. Bei Darbietung von Kraft aus bereits vorhandenem Vorrat wird eines der Haupthindernisse beseitigt, das der einzelnen Großwasserkraftaufschließung bisher entgegenstand, nämlich die lange Spanne Zeit, die zwischen dem Entschluß, eine Großkraftquelle auszubauen und ihrer Verwertungsmöglichkeit eingeschaltet werden mußte. Gar manche Kraftaufnahmeabsicht wurde dadurch unterbunden, daß sich der Interessent nicht entschließen konnte, seine geschäftlichen Maßnahmen auf so viele Jahre im voraus festzulegen, als der Ausbau einer Wasserkraft bedingte. Erfahrungsgemäß kann für eine sozusagen sofort greifbare Kraftdarbietung in den meisten Fällen ein höherer Kraftpreis vereinnahmt werden als für eine erst in weiter Ferne in Aussicht gestellte.

Die Wertigkeit eines Kraftwerknetzes wird sich immer mehr steigern lassen, je mehr Speicherwerke in den Versorgungsrahmen eingefügt werden können. In unseren Seen sind hier noch ungemein wertvolle Kraftreserven gegeben, jedoch stellen sich deren Heranziehung noch immer Widerstände entgegen, die man in unserer Lage nicht recht begreiflich finden kann. Dem Naturschutz und der Erhaltung von Naturschönheiten mag auch trotz unserer Armut, trotz des Zwanges zur Wahrung der dringendsten Lebensnotwendigkeiten alle Mittel anzuwenden, weitgehende Berechtigung nicht abgesprochen werden, aber die grundsätzliche Gegnerschaft, die gegen alle Bestrebungen, unsere Seen zur Verbesserung unserer wirtschaftlichen Verhältnisse mithelfen zu lassen, beobachtet werden kann, läßt sich doch nur durch eine arge Verkennung unserer Lebensmöglichkeiten erklären.

Nicht nur die technische Kraftverteilung wird durch den Zusammenschluß der Kraftwerke größerer Gebiete günstig beeinflußt, dieser ist auch die Grundlage einer volkswirtschaftlich gesunden Krafttarifpolitik. Es wäre ein bedauerlicher Zustand, wenn es einem Privatinteressenten oder einer Interessentengruppe durch Glücks- und sonstige Zufälle gelingen könnte, sich einen besonders wertvollen Teil des allgemeinen Volksgutes zur Ausnutzung einer billigen Wasserkraft auf viele Jahrzehnte hinaus für eine geringe Gegenleistung zu sichern, und die Erfordernisse allgemeiner Volksinteressen müßten mit teuren Kraftquellen befriedigt werden. Durch Einfügung aller Kraftquellen in einen gemeinsamen Ausnutzungsrahmen kann und muß hier ein gerechter Ausgleich dahingehend geschaffen werden, daß günstige und weniger günstige Ausnutzungsmöglichkeiten auf eine mittlere Tarifstufe gebracht werden. —

(Schluß folgt.)

Schriftleitung: Reg.-Baumeister Fr. Eiselen, Berlin-Lichterfelde, Karlstr. 99. — Verlag von Julius Springer in Berlin W. — Druck von H. S. Hermann & Co. in Berlin SW.

MITTEILUNGEN
der
DEUTSCHEN GESELLSCHAFT FÜR BAUINGENIEURWESEN
Schriftleitung: Regierungs-Baumeister Fr. Eiselen. Berlin-Lichterfelde, Karlstraße 99. Telephon: L. 1040.
(Geschäftsstelle der Gesellschaft: Berlin NW. 7, Sommerstraße 4a. Tel.: Centrum 15207—15212).

2. Jahrgang | 15. August 1921 | Nr. 15

DIE ENTWICKLUNG DES WEHRBAUES IM ZUSAMMENHANG MIT DER WASSERKRAFTAUSNÜTZUNG.

Vortrag, gehalten auf der Hauptversammlung der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen in München.

Von Prof. Dantscher, München.

Die diesmalige Tagung der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen steht im Zeichen der Wasserkraftausnützung; nicht nur, daß sie hier in München, im südlichen Bayern stattfindet, wo die großen, energiereichen Flüsse zu Tal gehen, sie hat sich als Zeitpunkt auch gerade die Ausstellung für Wasserstraßen und Energiewirtschaft auserwählt, die Bayern abhält, um einen Überblick über seine wasserwirtschaftlichen Probleme und insbesondere über den Stand seiner Wasserkraftausnützung zu geben. Wenn ich heute die Ehre habe, vor Ihnen über dieses Gebiet zu sprechen, so soll es nicht meine Aufgabe sein, das allgemeine Thema der Wasserkraftausnützung zu behandeln; dies wird in diesen Tagen in Vorträgen, sowie in der Fach- und Tagespresse in allen möglichen Formen abgewandelt. Im Einverständnis mit der Vorstandschaft unserer Gesellschaft habe ich mir ein Thema gewählt, das einen besonderen Teil der Wasserkraftausnützung umfaßt und eine spezifische Angelegenheit des Bauingenieurwesens darstellt. Es hat für den Bauingenieur inmitten all der Pläne, die bei uns in Verwirklichung und in Schwebe sind, Interesse, einmal sich zu vergegenwärtigen, welchen Stand der Wehrbau heute erreicht hat, welche Gesichtspunkte maßgebend waren für die Entwicklung und wie diese bedingt ist durch die besonderen Aufgaben der Wasserkraftausnützung. Wenn ich mich bei Darstellung des Entwicklungsganges in erster Linie an bayerische Verhältnisse halten werde, so bitte ich Sie, mir das nicht als partikularistische Neigung auszulegen. Eine solche Darstellung ist sachlich vollkommen berechtigt, denn die Natur der Flüsse und der zugrunde liegende Zweck sind beim Wehrbau das Bestimmende und auch hier auf dem Gebiete ingenieurtechnisch-zweckmäßigen Bauens bildet sich ebenso die Eigenart eines Landes heraus, wie dies durch Natur und Bewohner für das architektonisch-künstlerische Gestalten der Fall ist. Die Entwicklung des Wehrbaues ist übrigens überall dort, wo ebenfalls gefällereiche Flüsse vorhanden sind und wo der Anstoß für die Weiterbildung von der Wasserkraftausnützung ausging, in ähnlicher Weise verlaufen und hat oft ganz gleichlaufende Gedankengänge verfolgt.

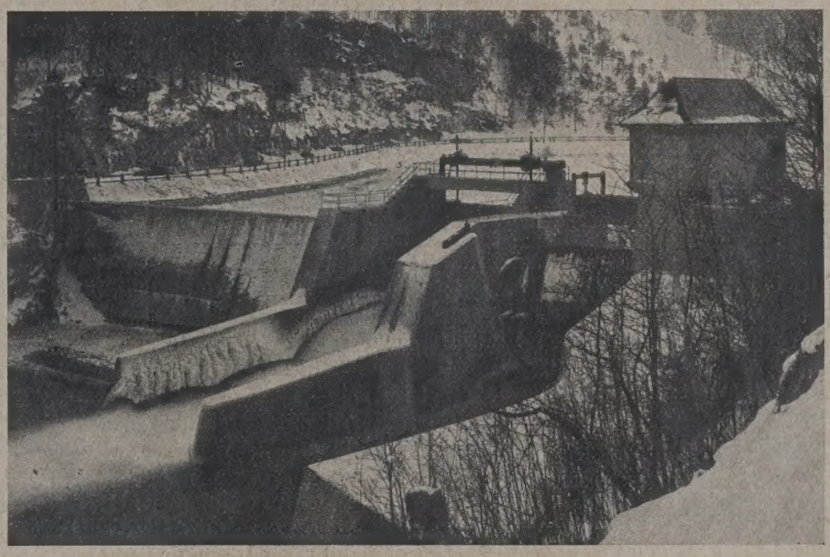


Abb. 2. Das Wehr in der Saalach bei Bad Reichenhall.

Der Wehrbau ist eine uralte Aufgabe des Wasserbaues. Bauten quer zum fließenden Gewässer werden seit altersher errichtet, um Stauraum zu schaffen, der den unregelmäßigen Wasserzufluß ausgleichen soll, um durch den Stau den Wasserspiegel zu heben, bis genügende Fahrtiefe für die Schifffahrt vorhanden ist, auch um Wasser für Bewässerungszwecke oder zur Kraftgewinnung aus dem Flusse abzuleiten. Oftmals dient das Wehr verschiedenen der genannten Zwecke zusammen; wenn wir es als ein Gebilde betrachten, das auch seine Entwicklung hat, so ist für diese der vorwiegende Verwendungszweck ausschlaggebend gewesen.

Die Absicht, die ungleichmäßige Wasserführung des Gewässers auszugleichen, aus den Zeiten des Überschusses für die Zeiten des Mangels zu sparen, hat eine Wehrart für sich herausgebildet. Anfangend von kleinen Erddämmen, die eine Mulde, ein Bachtal abschließen, haben sich daraus die Staudämme und Staumauern entwickelt, die große Flußtäler absperren und viele Millionen Kubikmeter Wasser aufzuspeichern vermögen. Der Talsperrenbau ist ein Sondergebiet des Wehrbaues und um nicht zu weitschweifig zu werden und von meinem Thema abzukommen, möchte ich es vermeiden, diesen Entwicklungsgang hier weiter zu verfolgen. Die Talsperren haben außerdem in ihrer ersten Entwicklung mit der Wasserkraftausnützung nichts zu tun: Bewässerung von Ländereien, Wasserversorgung, Wasserbedarf für Schifffahrtskanäle und Hochwasserschutz haben die meisten von ihnen ins Leben gerufen. Erst später ist man dazu gekommen, die Wassermassen ihrer Becken und den durch sie geschaffenen Stau zur Krafterzeugung auszunützen, und nur ganz wenige Talsperren sind einzig dieses Zweckes willen geschaffen. Es soll damit nicht gesagt sein, daß heutzutage nicht für viele Gebiete der Gedanke der Wasserkraftausnützung mit der Talsperrenidee verbunden ist; in Nord- und Mitteldeutschland, wo flachgeneigte Flüsse keine Gefällsausbeute gestatten, dafür aber in mittlerem Gebirgs- und Hügelland in geologisch fertigen Tälern sich viel Gelegenheit zu Anlage von Staubecken bietet, ist dies durchweg so. Bei uns im Süden ist das anders. Nicht als ob man hier dem Talsperrengedanken fremd gegenüber stände, die Vorzüge und Bedeutung von Speicherbecken nicht einsehen würde; bei uns liegen — wenigstens was den Süden Bayerns anlangt — die Verhältnisse nicht so günstig wie im mitteldeutschen Gebiet oder in Schlesien.

Steile Gefälle und enge Täler bieten selten Gelegenheit, große Stauräume zu gewinnen, starke Überschotterung der Felssohle in den Tälern bedingt schwierige und teuere Gründungen. Vor allem aber ist es die überaus starke Geschiebeführung, die zu Bedenken Anlaß gibt und die die Anlage eines Staubeckens zu einer wohl zu überlegenden Sache macht. Wenn wir sehen, wie in historischen Zeiträumen die großen Seen sich verkleinern, wenn wir sehen, wie im Verlaufe eines Jahrhunderts so mancher kleine Gebirgssee durch Aufschotterung verschwunden ist, so müssen wir auch annehmen, daß unsere künstlich geschaffenen Stauräume dem Geschiebe- und Schlammtod entgegengehen. Aber nicht nur das; auch unterhalb solcher Talsperren bohren sich die Flüsse, in denen der natürliche Geschiebegang unterbrochen ist, und die von oben kein Geschiebe mehr zugeführt erhalten, in die Tiefe, da sie Überschuß an Arbeitskraft haben, und schaffen Verhältnisse, die mit der an den Ufern im Laufe der Zeit gewordenen Kultur vielfach nicht verträglich sind. Alle Bestrebungen und Arbeiten, den Geschiebetrieb künstlich wieder in Gang zu bringen, sind nur unzureichende Behelfe und pygmäenhafte Versuche gegenüber diesem großen Walten der Natur. Angesichts dieser Tatsachen nützt alle Begeisterung für die Talsperrenidee nichts, nur vereinzelt lassen sich Fälle finden, in denen sie durchgeführt werden kann. Im nördlichen Bayern, Bayerischen Wald, Frankenwald und Fichtelgebirge sind die Verhältnisse denen des Mittelgebirges gleich, im südlichen Bayern ist die Talsperrenfrage ganz anders zu beurteilen.

Ich wende mich nun den eigentlichen Wehren zu, deren Aufgabe es ist, Stau für irgend einen Zweck zu schaffen. Wir sprechen hier bekanntlich von Überfallwehren, Grundwehren, festen und beweglichen Wehren, Begriffe, die jedem Ingenieur wohl vertraut sind. Sie sind an sich nichts weiteres, als eine Einteilung nach der Konstruktion und bekommen erst Bedeutung dadurch, daß man sie in Zusammenhang mit dem Gewässer und seinem Regime und einem bestimmten Zweck bringt. Dann wird es klar, daß der Wehrbau im Gebirgsfluß anders ist als im Flachlandsfluß. und daß er sich bei der Flußkanalisierung anders entwickeln mußte, als bei der Kraftausnützung.

Die Wasserkraftausnützung ältesten Systems an den Gebirgsflüssen bediente sich der Wehre überhaupt nicht; irgendwo in dem verästelten Bett des Flusses zweigte ein Bach oder Graben ab, der von dem vorbeifließenden Wasser Einiges zu erhaschen suchte. Und wenn die an dem Bach liegenden Triebwerkbesitzer etwas Besonderes taten, machten sie an der Bachausleitung einen ganz primitiven Einbau in den Fluß hinaus, der leicht je nach der Kieslage zu verändern war und der Wasser zuführen sollte. Diese Einbauten, bei uns Fachelwehre genannt, reichen an manchen Flüssen bis in die neuere Zeit hinein, sind aber jetzt mit zunehmender Ordnung an den Flüssen, mit deren Regelung und Ausbau verschwunden.

Überall dort, wo es sich um Triebwerke soliderer Art handelte und eine größere Zahl von solchen am ausgeleiteten Bache vorhanden war, findet sich im Zusammenhang mit den Triebwerkbächen die Grundschwelle; sie legt den geschiebereichen und wandelbaren Fluß in seiner Sohle fest und leitet eine kleine Wassermenge dem seitlichen Werkgraben zu. Sie setzt voraus, daß der ganze Fluß in einem Gerinne zusammengefaßt ist und bedingt somit auch Arbeiten flußbaulicher Art. Einfach in seiner Ausführung, — meist aus Steinen oder Faschinen bestehend, die durch Pfähle zusammengehalten werden — ist seine Wirkung auf den Fluß anfänglich unbedeutend; bei höheren Wasserständen ist es in der Spiegellinie kaum mehr zu erkennen und der Geschiebetrieb geht über solche Grundschwellen ohne Beschwerden hinweg. Nur der Einlauf zum Werkgraben wird bei jeder Anschwellung verlegt und um ihm wieder Wasser zuzuführen, wird meist nicht die mühselige Räumung vorgenommen, sondern die Grundschwelle erhöht. Wenn man so manches der alten Wehre ansieht, erkennt man genau, wie es allmählich höher geworden ist, und wir sehen, daß die Methoden des Wasserkraftbetriebes zu allen Zeiten mit oder ohne Wasserpolizei die gleichen geblieben sind. Das so erhöhte Wehr gibt einen Absturz, hält oben den Kies zurück und unterhalb bildet sich ein Kolk. So wächst es von unten gesehen aus dem Fluß heraus. Es muß dann nach unten zu immer verlängert werden und dadurch entsteht ein treppenförmiger Absturz. Für eine Floßfahrt, wo solche besteht, muß nun ein Einschnitt mit einer Rutsche gemacht werden und dort, wo der Werkgraben abzweigt, wird auch tiefer eingeschnitten, um dem Geschiebe leichter Abzug zu geben. Beide Einschnitte werden, um Wasser zu sparen, für gewöhnlich mit Fallen abgeschlossen. Die Anfänge von Floßgassen, Kiesschleusen und Grundablässen sind damit gegeben.

Dieser Wehrtyp ist mit verschwindenden Ausnahmen derjenige gewesen, der der Wasserkraftausnützung älteren Stiles überall diente. Die neuere Wasserkraftausnützung fand ihn vor und entwickelte ihn weiter für ihre Bedürfnisse.

Was bedeutet nun neuere Wasserkraftausnützung? Die ältere ist die der Mühlen und Triebwerke, die jahrhundertelang das Bedürfnis nach Antriebskraft der Arbeitsmaschinen deckt; unter der neueren wollen wir die verstehen, die der Umwandlung der Energie des fließenden Wassers in elektrische dient. Diese Änderung in der Anwendung der Wasserkraft bedingte allmählich ganz grundlegende Änderungen in der Auffassung von ihrem Wesen, brachte Änderungen technischer Art und führte zum Endziel aller wissenschaftlichen Technik, das hier heißt: rationelle Ausnützung von Wassermenge und Gefälle.

Wenn der ganze Fluß als Energieträger aufgefaßt wird, müssen Wassermenge und Gefälle in ganz anderer Weise herangezogen werden, als das bislang der Fall war. Es war nicht mehr gleichgültig, ob man mehr oder weniger Wasser entnahm, ob am Wehr mehr oder weniger durch Undichtheit verloren ging. Insbesondere das Gefälle durfte nicht mehr gelegenheitsmäßig wie früher herangezogen werden, sondern es mußte restlos zur Ausnützung kommen, Die durch diese Forderungen bedingte Stufeneinteilung legt Wehre fest, bald mit größerer, bald mit kleinerer Stauhöhe, an Steil- und Flachufern, an fertigen und unfertigen Flußstrecken und nimmt zunächst wenig Rücksicht auf die konstruktiven Bedürfnisse des Wehrbaues. Die Aufgaben, die diesem jetzt gestellt werden, sind mannigfaltiger und schwieriger geworden als früher, wo gar oft die schöne und günstige Wehrstelle für eine Kraftausnützung maßgebend gewesen war.

All die aufgeführten Momente brachten neue Gesichtspunkte und führten zu einer Weiterbildung des vorhandenen Wehrtyps in seiner Gesamtanordnung, in seiner Beziehung zum Fluß und in seiner Konstruktion. Den Anfang dieser Entwicklung möchte ich für Bayern in das Jahr 1890 legen, das Jahr, in dem das Wehr der Isarwerke bei Höllriegelsgereuth erbaut wurde, das unsere Abb. 1 wiedergibt. Es kam der Ausbildung der Wehre außerordentlich zugute, daß gerade in dieser Zeit der Betonbau sich einführte, der mit von bestimmendem Einfluß für die Gestaltung der Wehre werden sollte.

Der vorhandene Wehrtyp wurde dabei zunächst noch beibehalten und führte zu der üblichen Anordnung des festen Wehres mit Kiesschleuse und Floßgasse, natürlich mit bedeutend besserer konstruktiver Durchbildung. Wehre solcher Art sind im Laufe der letzten Jahrzehnte verschiedentlich gebaut worden, mit immer größeren Stauhöhen. Als weitestgehenden Vertreter dieser Entwicklung müssen wir bei uns das in Abb. 2 dargestellte Wehr des Saalachkraftwerkes bei Bad-Reichenhall ansehen, das 12 m Stauhöhe hat und damit an die Talsperren heranreicht.

Solange man sich mit Wehren solcher Art in Engtälern befand und die Stauhöhe nicht zu groß war, bewährte sich diese Wehranordnung sehr gut; wenn man aber herauskam in das Gebiet flacher und kultivierter Ufer, zeigte sich bald, daß einmal bei Hochwasser die Hebung des Wasserspiegels eine zu große wurde und daß anderseits der Eingriff solcher

Wehre in den natürlich vorhandenen Geschiebetrieb ein außerordentlich kräftiger war. Die Kiesschleusen arbeiteten nicht mehr, oberhalb fand eine Aufkiesung und Höherlegung des Flusses statt, die sich weit hierauf erstreckte, und unterhalb eine Eintiefung. Beide Erfahrungen führten dazu, einen immer größeren Teil des Wehres beweglich zu machen und mit beweglichen Verschlüssen auszustatten, und so war der Übergang vom festen zum beweglichen Wehr angebahnt und wäre in wenigen Jahren erreicht gewesen.

Diese Entwicklung hat bei uns in Bayern eine Unterbrechung erfahren. Wie so oft in der Geschichte des Wasserbaues, war es eine Hochwasserkatastrophe, die eine Richtungsänderung bedingte. Als im Herbst 1899 Südbayern und Österreich von einer gewaltigen Hochflut heimgesucht wurden, hatte sich bei verschiedenen Wehren gezeigt, daß die beweglichen Verschlüsse infolge des raschen Aufstieges der Hochwasserwelle versagten und daß die Öffnungen von den vielen von den Gebirgsflüssen mitgeführten entwurzelten Bäumen verlegt wurden. Das führte dazu, bei weiteren Wehren für die Hochwasserabfuhr die Verschlußteile als nicht wirkend anzunehmen und sie als Überfallänge zu betrachten. Damit kam man aber im Gebiete flacher Ufer bei gegebener Hochwasserhöhe und Hochwassermenge zu großen Wehrlängen. Zu den Wehren, die nach diesen Gesichtspunkten erbaut sind, zählen die der Münchener Wasserkraftanlagen in Moosburg, Abb. 3, und München-Süd an der Isar. Es entstand die Frage, wie man derartige Wehre, die meist ein Vielfaches länger waren als die Normalbreite des Flusses, in diesem anordnen sollte; schräge, runde, gebrochene Linienführung wurde versucht.

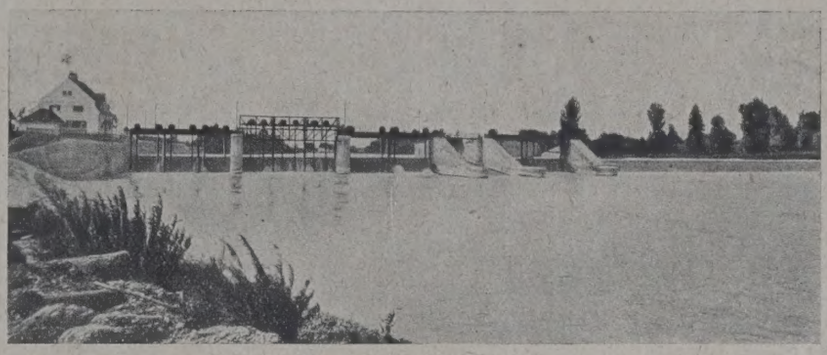


Abb. 3. Das Isarwehr bei Moosburg.

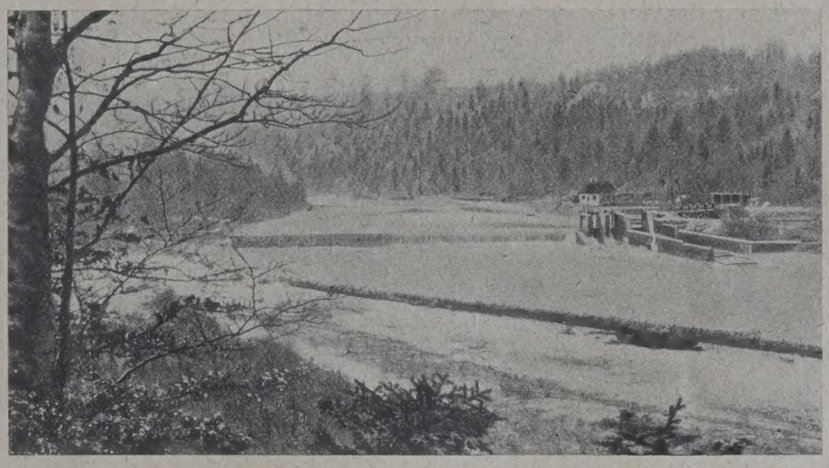


Abb. 1. Das Isarwehr bei Höllriegelsgereuth.

Diese Anordnung zeigte aber nach Umlauf einiger Jahre daß durch solche Flußverbreiterungen der durch das Wehr ohnehin bedingte Eingriff in das Flußregime ein noch größerer wurde und eine Flußverwilderung sowohl oben wie unten eintrat. Das brachte die schwierige Frage des Flußregimes beim Wehrbau in den Vordergrund. Gefälle, Wassermenge, Flußbreite und -tiefe stellen ein Gleichgewichtssystem dar; eines bedingt das andere. Dieses Gleichgewicht wird bei höheren Wasserständen zwar gestört, aber doch nur so, daß es nach Ablauf der Hochwasserwelle sich wieder zurückbildet. Das Wehr ist ein Eingriff in diesen Gleichgewichtszustand und es fragt sich, wie ist es zu gestalten, um ihn möglichst wenig zu stören? Die Antwort auf diese Frage lautet: Durch eine Wehranordnung, die bei Wasserständen mit Geschiebetrieb das bisherige Regime möglichst wenig ändert, und ein solches Wehr kann nur ein bewegliches Wehr sein, das bei höheren Wasserständen den eigentlichen Flußschlauch wieder freigibt, und so führte die Geschiebefrage wieder auf das Schleusenwehr. Die hiergegen vorgebrachten Bedenken traten immer mehr zurück, man verlor die Scheu vor beweglichen Verschlüssen, Konstruktionen verbesserter Art sicherten die Beweglichkeit, große Öffnungen verhinderten die Verstopfung und ein gut eingerichteter Hochwassernachrichtendienst machte für ein Wehr eine Überraschung durch eine Hochflut unmöglich.

So sehen wir hinsichtlich der Wehrart bei der Wasserkraftausnützung eine Entwicklung vom festen zum beweglichen Wehr, verbunden mit einer Vereinfachung. Die bisher übliche Schrägstellung und die gebrochene Grundrißgestaltung traten zurück und es bildet sich ein Wehr heraus, das normal zur Flußrichtung steht und den eigentlichen Flußschlauch vollständig mit beweglichen Verschlüssen deckt. Nur dort, wo der Stau auch noch über Vorland geht, finden wir noch den Ansatz eines festen Wehrteiles. Diese Entwicklung war bedingt durch das Bestreben, das Wehr mit den Aufgaben des Flußbaues in Einklang zu bringen. (Schluß folgt.)

DIE WIRTSCHAFTLICHEN GRUNDLAGEN DES NEUZEITLICHEN WASSERKRAFTAUSBAUES.

Vortrag, gehalten am 21. Juni 1921 bei der Tagung der „Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen".

Von Oberregierungsrat Krieger, München. (Schluß von Seite 56.)

Doch wie soll ein solches, sich über Land und Länder erstreckendes Kraftsammel- und Kraftverteilungsunternehmen getragen werden? Auf rein privatwirtschaftlicher Grundlage wird sich hier keine befriedigende Lösung finden lassen. Träger eines solchen Unternehmens kann nur ein Geschäftskörper sein, dessen Glieder die Gewähr bieten, daß sie in erster Linie im Interesse des Allgemeinwohles wirken. Die überwiegende Beteiligung des Staates an einem solchen Unternehmen wird sich daher nicht vermeiden lassen. Man schrecke nicht davor zurück, daß diese als „Sozialisierung" gedeutet werden könnte. Der Name tut es nicht. Wenn man darunter Gewährleistung versteht, daß eine der wichtigsten Voraussetzungen für eine gesunde Entwicklung des Wirtschaftslebens, eine in erster Linie zum Besten des Volksganzen,

wirkende Kraftwirtschaft erfüllt wird, möge auch der viel mißverstandene Begriff „Sozialisierung" für dies Erfordernis der Zukunft in Kauf genommen werden.

Einheitliche Zusammenfassung und Regelung ist für eine gedeihliche Kraftwirtschaft ebenso notwendig wie für das Verkehrswesen. Ob auch eine vorerst für die einzelnen Länder gedachte Vereinheitlichung der Kraftwirtschaft, ähnlich wie die Verwaltung unserer Eisenbahnen, über die Ländergrenzen hinauswächst, mag der Zukunft vorbehalten bleiben.

Von früherer Anschauung abweichende Wege sind somit beim neuzeitlichen Wasserkraftausbau und bei Neuorientierung der Kraftwirtschaft nach verschiedener Richtung hin notwendig, doch alle alten und neuen Wege müssen zum Hauptziele führen, zur wichtigsten wirtschaftlichen Grundforderung und Grundlage für den Wasserstraßenausbau: Aufschließung neuer Energiequellen wo nur immer möglich, durch die Allgemeinheit für die Allgemeinheit!

Über Kraftwirtschaft im allgemeinen und Wasserkraftfragen im besonderen ist in den letzten Jahrzehnten ungeheuer viel geredet und geschrieben worden. Das Wasser ist eine ebenso brauchbare als geduldige Naturgabe und läßt sich zu den allerverwegensten Vorschlägen und Hoffnungserweckungen mißbrauchen. Ich habe nicht das Gefühl, daß meine Darlegungen in das Gebiet allzu kühner Zukunftshoffnungen gehören. Wenigstens befinde ich mich in guter Gesellschaft. In „Technik und Wirtschaft", der Monatsschrift des „Vereins Deutscher Ingenieure", kann Thierbach in jüngster Zeit noch schreiben: „Will Deutschland im Wettbewerb mit den Industrieländern der Erde bestehen können, so ist ein Vollausbau seiner Wasserkräfte erste Bedingung, und alle hierauf abzielenden Bestrebungen verdienen weitestgehende Unterstützung." Und die hochangesehene „Elektrotechnische Zeitschrift", das Organ des „Elektrotechnischen Vereins" und des „Verbandes Deutscher Elektrotechniker", gibt im Oktober vergangenen Jahres Prof. Halbfaß, Jena, das Wort zu folgenden Darlegungen: „Selbst die beste und rationellste Ausnutzung unserer Kohle schafft allein die Kohlennot nicht aus der Welt. Der restlose Ausbau der Wasserkräfte Deutschlands ist die einzige Rettung, die ich sehe." Und an anderer Stelle derselben Zeitschrift äußert sich Dettmar: „Es müssen unbedingt alle Wasserkräfte ausgenutzt und gegebenenfalls durch Hochspannungsleitungen in die Gebiete des Bedarfes gebracht werden." Geh. Rat Dr. Schmick hat in seinem Vortrag vom September v. Js., wie ich eingangs schon erwähnte, dieselben Gedankengänge in der „Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen" vertreten. Dies nur eine Auslese aus zahlreichen Darlegungen gleicher Art. Es kann doch unmöglich angenommen werden, daß solche, von den ersten technischen Körperschaften Deutschlands gedeckte Forderungen lediglich verantwortungslose Vorschläge Einzelner sind, sie müssen vielmehr als Ausdruck der innersten Überzeugung weiter Kreise gelten, die noch an eine lebenswerte Zukunft Deutschlands glauben.

Es wird unserer Politik ebenso wie der Richtunggebung unseres Wirtschaftslebens vielfach der Vorwurf gemacht, daß sie sich damit begnüge, über die nächste Stunde hinweg zu kommen. Stecken wenigstens wir Ingenieure das Ziel weiter: Mag auch die übernächste Stunde Freudloses bringen, unser Vorsatz sei, so zu wollen und zu handeln, daß Die, die nach uns kommen, nicht mit allzu großer Verachtung auf uns zurückzuschauen gezwungen sind. Zeigen wir Arbeitsfreude, zeigen wir den Willen, neue Werte zu schaffen, beschämen wir Diejenigen, die mutlos abseits sitzen, die Hände in den Schoß legen und auf Zeiten warten, die für sie „wirtschaftlichere" Vorbedingungen für neues Schaffen bringen! —

Bericht über die Mitgliederversammlung der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen in München.

Über den allgemeinen Verlauf der Hauptversammlung am 20. und 21. Juni d. J. in München ist in Nr. 13 bereits kurz berichtet worden. Im Zusammenhang damit fand am 2. Tage am Nachmittag eine Mitgliederversammlung statt, die geschäftlichen Verhandlungen gewidmet war. Auf der Tagesordnung standen folgende Punkte:

1. Bericht über die bisherige Tätigkeit, 2. Richtlinien für die weitere Arbeit, 3. Finanzielles, 4. Verschiedenes.

Zu Punkt 1. Der Geschäftsbericht zeigte, daß die Entwickelung der Gesellschaft erfreuliche Fortschritte nimmt. Die Zahl der Mitglieder ist in stetigem Wachsen begriffen und hat im Laufe des ersten Geschäftsjahres bereits die Zahl 400 erreicht. Leider ist der schwere Verlust von 3 Angehörigen der Gesellschaft zu beklagen, die sämtlich eine ganz hervorragende Rolle in der wissenschaftlichen und praktischen Bauwelt gespielt haben: Dr.-Ing. Theodor Rümelin, München, † am 9. Nov. 20, Dr.-Ing. Emil Böhmler, Mannheim, † am 7. Dez. 20, Baudirektor Rothschuh, Berlin. Den Verstorbenen wird die Gesellschaft ein dauerndes ehrendes Gedenken bewahren.

Die Arbeiten der Gesellschaft haben nach Überwindung von mancherlei anfänglichen Schwierigkeiten sich zu guten Fortschritten durchgerungen; sie werden nach einem einheitlichen Plan in Angriff genommen, der in mehreren Vorstandssitzungen festgelegt wurde. Die beiden Hauptgesichtspunkte, nach denen das Ziel der Förderung wissenschaftlicher Arbeit auf dem Gesamtgebiete des Bauingenieurwesens erreicht werden soll, sind:

a) Zusammenfassung der bereits im Gange befindlichen Arbeiten, die von einzelnen unabhängigen Arbeitsstellen und von den Fachverbänden geleistet werden. Es kommt hierbei zum Teil darauf an, den arbeitenden Stellen Kenntnis voneinander zu vermitteln und die zu Tage geförderten Ergebnisse in Beziehung zueinander zu setzen.

b) Eigene wissenschaftliche Arbeit in Forschungs- und betriebswissenschaftlicher Hinsicht.

Es darf hier darauf verzichtet werden, die längeren Ausführungen des Geschäftsführers im einzelnen wieder zu geben, weil bereits an anderer Stelle ausführlich über die in Angriff genommenen Arbeiten berichtet worden ist.

Zu Punkt 2. Einen bedeutsamen Ausblick auf die weiteren Aufgaben der Gesellschaft gibt die Mitteilung des ersten Vorsitzenden, daß der Vorstand auf Grund eines Briefwechsels mit dem Reichswirtschaftsministerium beschlossen hat, die Arbeiten des Reichswirtschaftsrates in dessen Ausschuß für Wasserwirtschaft und Wasserrecht durch fachliche Beratung zu unterstützen. Es ist zu diesem Zweck im Zusammengehen mit dem Verbande Deutscher Architekten- und Ingenieur-Vereine ein Ausschuß gebildet worden, der aus folgenden beiden Vereinigungen angehörigen Fachleuten besteht:

Geheimen Oberbaurat Dr.-Ing. Schmick-München, Geheimen Baurat Professor Ehlers-Danzig, Professor Holz-Aachen, Privatdozent Dr.-Ing. Ludin-Karlsruhe. Der Ausschuß hat sich vorläufig die Aufgabe gestellt, in Form einer Denkschrift eine Art Programm für die Arbeiten des Reichswirtschaftsrates vorzulegen.

Zu Punkt 3. Noch nicht restlos geklärt ist die Frage der Finanzierung. Zu den in Aussicht genommenen Arbeiten gehören größere Mittel. Eine großzügige Werbung soll demnächst veranstaltet werden, um den Arbeiten und Bestrebungen der Gesellschaft einen gesicherten Rückhalt zu schaffen. Dazu fordert der erste Vorsitzende die Mitglieder auf, in ihren Kreisen tatkräftig zu werben, damit sowohl durch die Zahl der Mitglieder, als durch die finanzielle Stärke der jungen Bauingenieur-Organisation in allen Fragen die nötige Stoßkraft verliehen werden kann. Es ist verschiedentlich der Gedanke aufgetaucht, die Mitgliedsbeiträge, die augenblicklich wegen ihrer geringen Höhe kaum einen Einfluß auf die finanzielle Lage ausüben, zu erhöhen. Da aber in der jetzigen Zeit die Vereinsbeiträge allgemein nur äußerst wenig zur Tilgung der Unkosten beitragen, wird vorläufig von einer Erhöhung abgesehen.

Zu Punkt 4. Der Vorsitzende schlägt vor, die Herren Dr.-Ing. W. Petry, Direktor des Deutschen Betonvereins, und Oberingenieur Fritz Trambauer b. d. Bad. Anilin- u. Sodafabrik als weitere Vorstandsmitglieder zu wählen, wozu die Versammlung ihr Einverständnis gibt. Demnach setzt sich der Vorstand aus folgenden Herren zusammen:

Direktor Dr.-Ing. Bilfinger, Mannheim,
Prof. Dr.-Ing. Blum, Hannover,
Reg. Baumstr. a. D. Eiselen, Berlin,
Prof. Dr.-Ing. Gehler, Dresden,
Prof. Dr.-Ing. Giese, Berlin,
Baudirektor Helbing, Essen,
Direktor Dr.-Ing. Herrmann, Gustavsburg,
Dr.-Ing. Hüser, Obercassel,
Geh. Baurat Dr.-Ing. Kemmann, Berlin,
Direktor Dr.-Ing. Kress, Berlin,
Dipl.-Ing. Luft, Biebrich a. Rh.,
Direktor Dr.-Ing. Petry, Obercassel,
Prof. Dr.-Ing. Probst, Karlsruhe,
Reg. u. Baurat Dr.-Ing. Schaechterle, Cannstadt,
Geh. Oberbaurat Dr.-Ing. Schmick, München,
Geh. Baurat Dr.-Ing. Taaks, Hannover,
Geh. Baurat Prof. Dr.-Ing. de Thierry, Berlin,
Oberingenieur Trambauer, Ludwigshafen,
Oberbaudirektor Dr.-Ing. Wendemuth, Hamburg.

Die Geschäftsstelle.

Schriftleitung: Reg.-Baumeister Fr. Eiselen, Berlin-Lichterfelde, Karlstr. 99. — Verlag von Julius Springer in Berlin W. — Druck von H. S. Hermann & Co. in Berlin SW.

MITTEILUNGEN
der
DEUTSCHEN GESELLSCHAFT FÜR BAUINGENIEURWESEN
Schriftleitung: Regierungs-Baumeister Fr. Eiselen. Berlin-Lichterfelde, Karlstraße 99. Telephon: L. 1040.
(Geschäftsstelle der Gesellschaft: Berlin NW. 7, Sommerstraße 4a. Tel.: Centrum 15207—15212).
2. Jahrgang | 31. August 1921 | Nr. 16

DIE ENTWICKLUNG DES WEHRBAUES IM ZUSAMMENHANG MIT DER WASSERKRAFTAUSNÜTZUNG.

Vortrag, gehalten auf der Hauptversammlung der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen in München.

Von Prof. Dantscher, München.

(Schluß von Seite 59.)

In diesem Zusammenhang muß auch das Verhältnis des Wehres zum Einlauf in den Werkkanal kurz besprochen werden, denn im Rahmen der Wasserkraftausnützung ist das Wehr ein Teil der Wasserfassung und hängt damit organisch mit der Wasserabzweigung zusammen.

Die ältere Anordnung hatte Wehre schräg zum Fluß, die dem Werkgraben das Wasser zuleiteten. Diese Anordnung ist zunächst beibehalten worden, so beim Isarwehr in Höllriegelsgereuth, Abb. 4, Rheinfelden und anderen. Da aber dabei der Fluß eine starke Neigung zur Verlegung zeigte und bei Hochwasser starker Druck gegen den Einlauf hin sich geltend machte, so erfolgte ein Abschwenken der Einlaufrichtung, so daß der Einlauf parallel zur Strömungsrichtung, also ungefähr senkrecht zur Wehrrichtung kam. Vom Standpunkte des Flußbaues aus war damit eine wichtige und auch richtige Weiterbildung vorgenommen. Nun ist aber die Sache der Wasserfassung von zwei Gesichtspunkten aus zu betrachten: sie soll das Flußregime aufrecht erhalten und soll den Werkkanal vor Zutritt des Geschiebes schützen. Dem ersteren ist Rechnung getragen, wenn man den Einlauf in der bereits besprochenen Weise zum Wehr und zur Flußströmung stellt und bei der Gesamtanordnung ihn in die Linie des bisherigen Ufers bringt und dann noch durch ein bewegliches Wehr und richtige Stauhöhe dafür sorgt, daß bei Erreichung der bettbildenden Wasserstände durch Öffnung des Wehres der frühere Zustand wieder hergestellt wird.

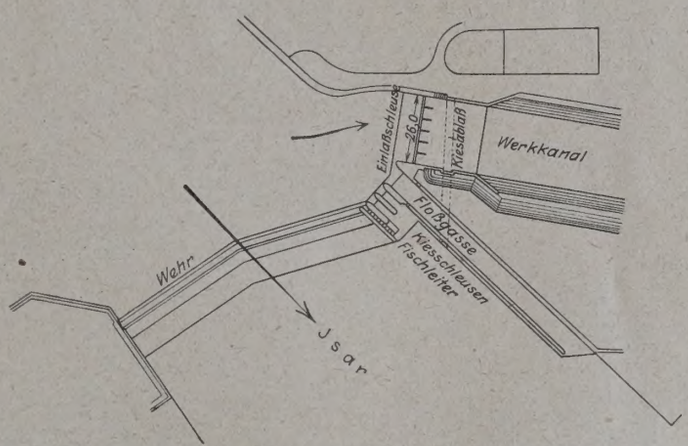


Abb. 4. Wehr und Einlauf bei Höllriegelsgereuth a. d. Isar.

Der Schutz des Werkkanals vor Geschiebeeintritt ist wieder eine andere Sache. Hier hat sich vor allem die Einlaufschwelle herausgebildet, die bei vielen Anlagen Anwendung gefunden hat; daneben aber noch nahezu eine Unzahl von Vorrichtungen und Mittelchen, die den Kies abhalten und seine Entfernung vor oder hinter dem Einlauf bewirken sollen. Es gibt wenig Dinge, auf die schon soviel Erfindungskraft verwendet wurde, wie gerade hierauf, und auch wenige, bei denen schon so viele Hoffnungen enttäuscht wurden. Wir müssen uns hier klar machen, nicht die bauliche Anordnung ist es, die das Übel bringt, sondern die weitgehende Wasserausnützung; man rechnet mit Kiesabspülung durch das Wasser, der Betrieb kann aber solches nicht zur Verfügung stellen und man glaubt, mit kurzen Spülzeiten den Kies abschwemmen zu können, wo doch viele Sekundenkubikmeter Wasser notwendig sind, um einen Kubikmeter Geschiebe wegzuspülen.

Eine weitere Behandlung dieses Problems im Rahmen des gestellten Themas wäre jedoch abwegig und so komme ich wieder zum Wehre selbst zurück. Betrachten wir seine Entwicklung in konstruktiver Hinsicht. Sie war wie die Gesamtanordnung bedingt durch die höheren Aufgaben, die die neue Wasserkraftausnützung stellte und durch den Baustoff.

Wenn ich diesen vorwegnehme, so wissen wir, daß die älteren Wehre in Holz und Stein erbaut waren; für den Stein haben wir heutzutage den Beton, und das Holz ist fast vollständig durch das Eisen verdrängt worden.

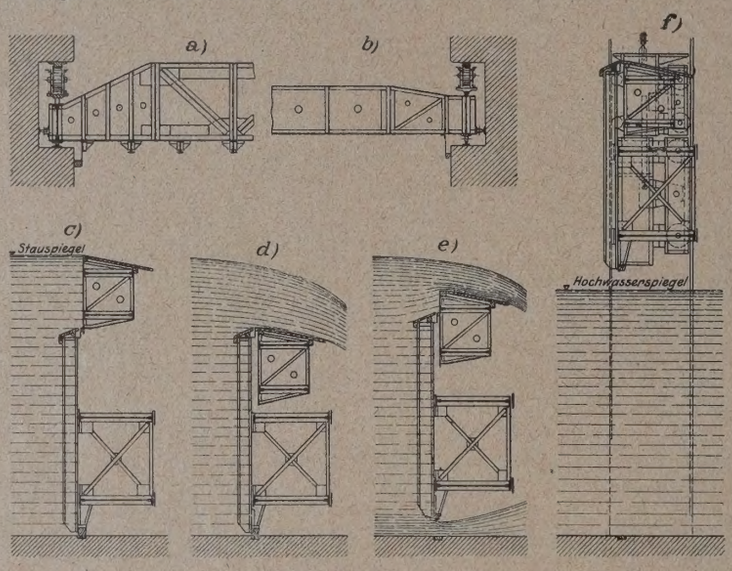
Die alten Wehre der Wasserkraftausnützung machten keinen Anspruch darauf, dicht zu sein, bei diesen Stein- und Faschinendämmen kam es nur darauf an, den Stau zu erzielen. Der erste Fortschritt war die Abspundung oben und unten, die dichten Abschluß brachte, und die Einlassung einer Holzspundwand zählte auch bei Wehren älterer Ordnung zu den anerkannten Regeln der Baukunst. Sie wurde im weiteren Verlauf durch die Eisenwand ersetzt, u. zw. zunächst in Form der Doppel-T-Träger, dann aber durch die wohlbekannten Profile „Larssen" und „Rote Erde" und ein weniger bekanntes Profil, das von Krupp hergestellt wird. Alle diese Profile — nebenbei bemerkt Kunstwerke deutscher Walztechnik — gestatteten, größere Tiefen zu erreichen, und gaben größere Dichtheit und Steifigkeit. Der Wehrkörper wird nicht mehr in Steinwurf und Faschinen, sondern in Beton hergestellt. Wir haben in Bayern in dem Wehr der Isarwerke wohl eines der ersten Betonwehre und es hat damals in Fachkreisen große Bedenken erregt, ein Wehr dieser Größe in dem damals noch wenig bekannten Betonmaterial zu erstellen. Heute ist die Sache die, daß wir uns einen Wehrbau ohne Beton nicht mehr vorstellen können. Freilich mußte so manche Erfahrung erst gewonnen werden.

Der Eisenbeton hat sich einen wesentlichen Einfluß beim Wehrbau bis jetzt nicht erringen können; nur für die Bedienungsstege, Griesständer und Schützenpfeiler wird er gewöhnlich verwendet. Bei der Ausbildung fester Wehre hat er aber große Zukunftsmöglichkeit. Die aufgelöste Bauweise hat nicht nur statisch, sondern auch wasserbaulich verschiedene Vorzüge vor der reinen Gewichtsmauer und sollte auch bei uns mehr zur Anwendung kommen, als das bisher der Fall war. Auch bei Wehren, die sich zur Höhe der Talsperren erheben, ist die Auflösung der Konstruktion in eine Absperrwand, die sich auf Pfeiler stützt, ein Gedanke, der in der Richtung der Entwicklung liegt. Die leichte Möglichkeit, die Kraftausnützung gerade bei dieser Art der Konstruktion im Sperrenkörper selbst unterzubringen, sichert solchen Anlagen, wo sie in ihrer Gesamtheit flußbaulich überhaupt möglich sind, eine wirtschaftliche Überlegenheit gegenüber den hergebrachten Bauweisen.

Der höhere Stau und die weitergehende Wasserausnützung bedingten bei den Verschlüssen der Wehre andere Konstruktionen als bisher, weitergehende Maßnahmen für Dichtung im Untergrund und stärkere Beachtung der Kolkerscheinung.

Die Wehrverschlüsse höherer Art sind zuerst bei den Wehren für die Kanalisierung der Flüsse ausgebildet worden. Der hier vorliegende Zweck und die Natur der dabei in Betracht kommenden Flüsse weisen auf bewegliche Wehre hin und bestimmen für diese eine besondere Eigenart. Nadel-, Klappen-, Trommelwehr und Segmentschütze haben von dort her ihren Ausgang genommen. Bei der Wasserkraftausnützung war es die Falle oder Schütze, die ursprünglich vorherrschend war und die Grundlage der weiteren Entwicklung bildete. Sie mußte immer breiter und höher werden. Das ging aber, wenigstens solange man sie in Holz baute, nur bis zu Weiten, die gegen Verlegung bei Hochwasser und gegen Eisgefahr nicht sicher waren; die Tendenz ging nach größeren Weiten und größeren Höhen. Man mußte zur Eisenkonstruktion übergehen. Weiterhin wurden mit der Vergrößerung die Wasserdrücke und Gewichte so bedeutend, daß die bisher üblichen Vorrichtungen zum Aufziehen nicht mehr ausreichten. So kam die Unterteilung der Schütztafel der Höhe nach und an Stelle der gleitenden Reibung trat eine Lagerung der Schützen auf Rollen; das bedingte wiederum die Ausbildung besonderer Dichtungskonstruktionen. Es kann nicht im Rahmen meines heutigen Vortrages sein, diese Entwicklung zu schildern und die Einzelheiten dieser Konstruktionen zu erörtern, das ist eine große Sache für sich. Ich möchte nur darauf hinweisen, daß die Schütztafeln bei neueren bayerischen Wehren insbesondere durch die Arbeiten der Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg neuerdings ganz wesentliche Vervollkommnung erfahren haben. Abb. 5 zeigt ein Wehr dieser Bauweise mit Doppelschütze. Weiten von 17—18 m werden mit Konstruktionen solcher Art gut und sicher beherrscht. Oft sind aber noch größere Weiten notwendig. Hier hat mit Erfolg das Walzenwehr eingesetzt, eine uns allen wohlbekannte Konstruktion mit vorzüglichen Eigenschaften. Ich möchte aber mit Nennung dieses Sonderverschlusses solche anderer Art, wie z. B. Sektor- (Abb. 6) und Segmentwehre, nicht hintanstellen. Wichtig ist es auf diesem Gebiete vor allem, jegliche Künsteleien zu meiden und Einfachheit und Sicherheit als erste Grundsätze aufzustellen.

Ein Gesichtspunkt ist es, der bei Wehren für Wasserkraftausnützung für die Wahl des Verschlusses eine wesentliche Rolle spielt; die Wichtigkeit der Aufrechterhaltung des Staues. Ein Wasserkraftwerk, das ein großes Gebiet mit Strom versorgt oder Lebenselement einer großen Industrie ist, darf nicht deswegen außer Betrieb kommen, weil an der Wehranlage ein Verschluß beschädigt ist und der Stau nicht mehr gehalten werden kann. Zur Sicherung des Staues haben nun die provisorischen Verschlüsse eine ganz wesentliche Bedeutung gewonnen, sei es, daß sie als Dammbalken oder Nadelverschluß zur Ausführung kommen. Sie beherrschen die Gesamtanordnung und -konstruktion eines modernen Wasserkraftwehres in weitestgehendem Maße. In vielen Fällen bestimmen sie die Weite der Wehröffnungen und die Durchbildung der Zwischenpfeiler.



a) Riegel der unteren Schütze,
b) „ „ oberen „
c) Normale Staulage,
d) Ob. Schütze abgesenkt,
e) Ob. Schütze teilw. abgesenkt Unt. „ gehoben
f) Schützöffnung ganz freigegeben.

Abb. 5. Eisernes Doppelschütz der MAN.

So sehen wir, wie aus der einfachen Holzschütze die moderne Schleuse entstand und wie sich aus den weitergehenden Bedürfnissen noch Verschlüsse anderen Systems entwickelten. Vor etwa 10 Jahren noch konnte man auf dem Gebiete der Wehrverschlüsse bei Wasserkraftanlagen eine Regellosigkeit beobachten; es gibt Wehre, bei denen man sich darin gefiel, eine Sammlung verschiedener Verschlüsse nebeneinander zu stellen. Das ist doch anders geworden und die Verschlußfrage wird jetzt auch aus den Bedürfnissen des Flußbaues und der Kraftausnützung heraus beurteilt, nicht mehr blos nach konstruktiven Möglichkeiten.

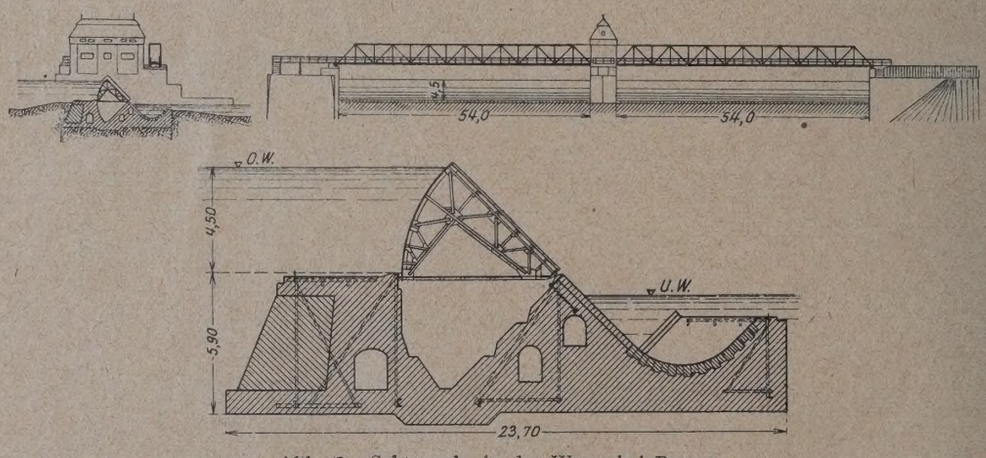


Abb. 6. Sektorwehr in der Weser bei Bremen.

Ich habe nun noch zu besprechen, wie der von der neueren Wasserkraftausnützung bedingte höhere Stau sich in der Konstruktion des Wehrkörpers und dessen Gründung geltend machten.

Der höhere Stau brachte sehr bald die Fragen herein, die beim Talsperrenbau die Situation beherrschen, die Durchlässigkeit des Untergrundes, das Abschneiden des Grundwassers und den Unterdruck. Beim früheren Wehrbau der Wasserkraftausnützung wäre es keinem Menschen eingefallen, mit dem Wehr bei der Gründung auf die undurchlässige Schicht zu gehen, oder den Auftrieb zu berücksichtigen. Es gibt ältere Wehre, die in ihrer Gründung allen von uns jetzt anerkannten Regeln der Baukunst Hohn sprechen und die doch so manchen Gutachter, der ihren Einsturz prophezeite, überlebt haben.

Das wurde aber doch mit den weitergehenden Aufgaben anders. Da die Wehre im großen und ganzen durch die Gefälleaufteilung der Flüsse in ihrer Lage festgelegt werden, ist ein besonders geeigneter Untergrund nicht immer vorhanden.

Eine undurchlässige Schicht im Untergrund ist selten zu erreichen. In diesem Falle verhindert ein System von Querspundwänden, — oben und unten, meist auch noch in der Mitte quer zum Flusse getrieben — Unterspülung, schneidet das Grundwasser unmittelbar unter der Fundamentsohle ab und veranlaßt es zu Umwegen in die Tiefe, die an seiner Druckhöhe zehren. So entsteht der breite Wehrtyp, der sich in unseren Aufschotterungen vorzüglich bewährt hat. Vgl. Abb. 7.

Bei höherem Stau macht sich aber immer mehr der aus dem Talsperrenbau herüberkommende Grundsatz geltend, das Wehr auf undurchlässigen Grund zu stellen; es können

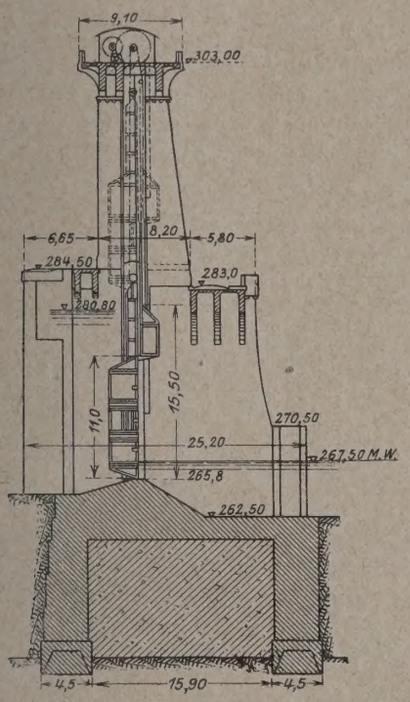


Abb. 8. Kurzer Wehrtyp.

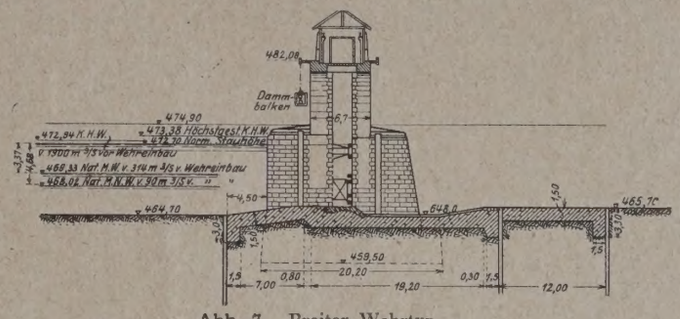


Abb. 7. Breiter Wehrtyp.

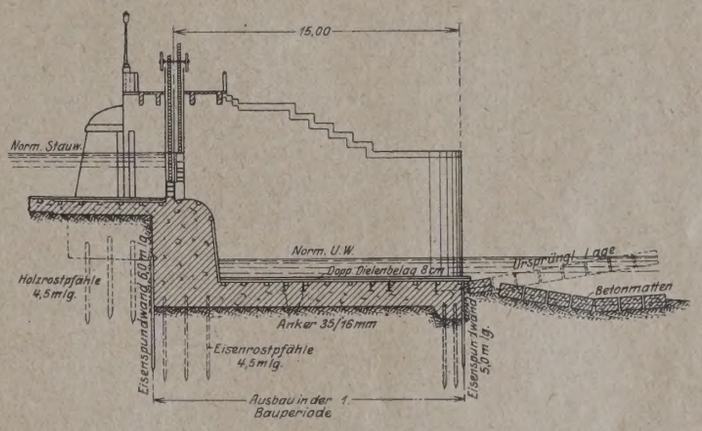


Abb. 9. Sturzbett mit Betonmatratze.

auch Fälle vorkommen, wo der unter dem Wehr durchgehende Grundwasserstrom noch abgeschnitten werden soll, da er vielleicht einen wesentlichen Teil des Niederwassers ausmacht. Ist die undurchlässige Schicht mit den üblichen Spundwänden nicht mehr zu erreichen, dann bleibt nichts anderes übrig, als mit Luftdruckgründung Herdmauern bis zur verlangten Tiefe abzusenken. Dieses System ist schon verschiedentlich angewandt worden, Da mit solcher Anordnung die Kosten ganz gewaltig wachsen, spart man möglichst an der Länge des Wehrkörpers und so entsteht der kurze, tiefe Wehrtyp, den ich in Gegensatz zu dem vorhin erörterten breiten setzen möchte. Vgl. Abb. 8.

Die Aufgaben, die hier der Gründung gestellt sind, sind ganz besonderer Art. Möglichst schmale und lange Kaissons sind hier quer zum Fluß abzusenken bis zum undurchlässigen Grund; der tragfähige liegt meist höher und muß oft durchschnitten werden. Für die Kaissons ergibt sich dabei fast immer ein Mißverhältnis zwischen Länge, Breite und Höhe. wie es z. B. bei Pfeilergründungen immer zu vermeiden ist. Das Schwierigste aber bleibt, die einzeln abgesenkten Mauern so zu verbinden, daß eine dichte Abschlußwand entsteht. Dieses Ziel ist in befriedigender Weise außerordentlich schwer zu erreichen. Gelingt es nicht, dann hat man das Ergebnis, daß man mit der Druckluftgründung Dichtheit erreichen wollte, dabei aber gutgelagerten Baugrund zerschnitt und Wasseradern schuf, die vorher nicht vorhanden waren und die gerade in Hinblick auf die Kürze der ganzen Anordnung besonders bedenklich sind.

Es ist nicht möglich, allgemeine Richtlinien anzugeben' ob der breite oder kurze Wehrtyp vorzuziehen sei; es spielen hier auch noch andere Gesichtspunkte herein, wie Größe des Flusses, Dauer der Niederwasserperioden und Kolkgefahr. Vielleicht kann man sagen: Der kurze und tiefe Wehrtyp ist am Platze, wo mit dem breiten nicht mehr auszukommen ist.

Zu den Erscheinungen, auf die die konstruktive Gestaltung eines Wehres Rücksicht zu nehmen hat, gehört der Kolk. Er ist allen Wasserbauingenieuren eine wohlbekannte Erscheinung, ein naturnotwendiges Zubehör eines Wehres, das wir nicht hintanhalten können, das wir aber so beeinflussen müssen, daß es dem Wehre keinen Schaden bringt.

Der Kolk ist seinem Wesen nach nichts anderes als die Auswirkung der durch den Fall des Wassers am Wehrstau freigewordenen Energie auf den Untergrund hinter dem Wehre. Wir können nur mit dieser allgemeinen Erklärung nichts anfangen und insbesondere nicht sagen, wie groß wird der Kolk bei einem neu zu erbauenden Wehre werden. Eine empirische Regel besagt, der Kolk werde so tief, wie die Stauhöhe hoch ist; sie muß aber mit Vorsicht angewendet werden, denn sie ist schon verschiedentlich um 100 vH überschritten worden. Den ersten Ansatz, dem verwickelten Problem methodisch näher zu kommen, hat Rehbock gemacht, der an Hand von Modellversuchen die beim Kolk auftretenden Wasserwalzen näher untersuchte. Erst jüngst ist von österreichischer Seite eine rein theoretische Erklärung des Kolkes versucht worden. Jedenfalls haben wir hier ein Gebiet vor uns, das noch weiterer Klärung bedarf und einer solchen auch fähig ist.

Konstruktiv hatte der Wehrbau sich mit dem Kolke abzufinden, lange bevor noch Untersuchungen hierüber vorlagen. Er tat dies bei den festen Wehren durch Anordnung des Sturzbettes (Abb. 9), auf dem die Energie des fallenden Wassers sich in Stoß und Wirbel tot arbeiten soll. Die bekannten Modellversuche bei der Moldaukanalisierung haben schon Richtlinien gegeben, welche Form von Wehr und Sturzbett hierzu am zweckmäßigsten ist.

Auch bei den beweglichen Wehren tritt unterhalb der festen Sohlschwelle ein Kolk auf, der um so mächtiger wird, je größer der Stau und je wandelbarer der Boden ist. In bezug auf den Kolk unterscheiden sich der breite und tiefe Wehrtyp

grundsätzlich. Beim breiten Wehrtyp wird der Kolk durch Verlängerung des Schußbodens weitab vom Bauwerk gelegt, beim tiefen überläßt man es dem Wasser, sich im Kolke selbst ein hinreichend tiefes und großes Wasserkissen zu bilden, in dem die Energie durch innere Wirbel sich verarbeitet, ein Grundsatz, der bei der Wildbachverbauung und den dortigen Sperren schon mit Erfolg sich Bahn gebrochen hat. Das führt dazu, wehrab eine tiefe Spundwand anzuordnen und, wenn dies nicht genügt, eine Wand mit Druckluftgründung abzusenken. Freilich ist dabei immer die große Frage, wie tief man gehen muß, da wir darüber noch fast ganz im Unklaren sind, wie tief sich der Kolk ausbildet. Die Versuche, die Fußsohle durch bewegliche Steindeckung gegen die Wirkung des Wassers unterhalb der Wehre zu schützen und dadurch der Tiefenwirkung entgegenzuarbeiten, ebenso wie die bekannte Floßfeder, sind Unterhaltungsmaßnahmen, deren Erfolge nicht bestritten werden können.

Ich habe nun die Entwicklung des Wehrbaues im Zusammenhang mit der Wasserkraftausnützung in großen Zügen zu zeichnen versucht. Sie zeigt uns, wie durch die steigenden Anforderungen der Wehrbau immer verwickelter geworden ist und wie weiterhin von Bau zu Bau mühsam Erfahrung und Erkenntnis gewonnen werden mußte. Erfahrung, die sich nicht begnügt, bloß zu registrieren, sondern die darauf ausgeht, Zusammenhänge festzulegen und Ursachen zu ergründen, ist wissenschaftlicher Betrieb. Im Wasserbau sind wir vielfach darauf angewiesen, uns mit dem zu begnügen, was ein fertiges Bauwerk in seinen Erfolgen oder Mißerfolgen uns bietet, wir können aber nach Vollendung die Ursachen, die bestimmte Wirkungen herbeigeführt haben, nicht mehr beeinflussen und die sonst übliche Methode der Erforschung des Zusammenhanges von Ursache und Wirkung ist hier meist ausgeschlossen. Das ist mit der Einführung des Modellversuches im Wasserbau etwas anders geworden, er gestattet uns, in methodischem Vorwärtsschreiten jeden Vorgang durch Veränderung seiner Bedingungen klarzulegen und so dem Ziele der Erkenntnis näher zu kommen. Auch beim Wehrbau hat der Modellversuch sich schon eingeführt und aufs beste bewährt. Die Bestimmung der Abflußvorgänge über dem Wehr, die Wasserbewegung oder- und unterhalb sind von jeher Lieblingsprobleme der Hydraulik gewesen, ihre weitere Behandlung liegt auf dem Wege der genauen Messung und des Versuches. In gleicher Weise müssen die Probleme der Geschiebebewegung und des Kolkes einer weiteren Klärung entgegengeführt werden, wenn hier auch die Aufgabe weit schwieriger ist, als bei der Wasserbewegung. Jedenfalls ist die Einführung des Modellversuches im Wehrbau als ein Fortschritt zu begrüßen.

Wenn ich bei den Wehren den Werdegang in seiner Gesamtheit darstellen will, so darf ich schließlich eines nicht vergessen, das ist die Art und Weise, wie sie in die Erscheinung treten. Von der Grundschwelle zum modernen Wehr, vom einfachen Staudamm bis zur Talsperre, ist ein weiter Weg und Bauten dieser Art, die früher klein und unscheinbar waren, werden mit der Zeit zu Bauwerken ganz bedeutender Größe, die auch einer architektonischen Behandlung bedürfen. Hier hat sich eine erfreuliche Entwicklung angebahnt; in dem auch technisch notwendigen Überbau der Aufzugsvorrichtungen, in der Gestaltung der Pfeiler und Widerlager, kann der Architekt verständnisvoll einsetzen und damit diesen Werken der Ingenieurkunst das äußere Gepräge geben. Das ist — in richtigen Grenzen gehalten — kein Luxus, sondern Bedürfnis und Pflicht, denn auch die Bauten des Ingenieurs werden dereinst ebenso wie die Schöpfungen der bildenden Kunst kommenden Generationen den Sinn und Geist unserer Zeit übermitteln.

Im Wehrbau liegen seit dem Auftreten der neueren Wasserkraftausnützung etwa 3 Jahrzehnte hinter uns; ein Fortschritt von damals bis heute ist nicht zu bestreiten und wir sehen in diesem Werdegang auch Richtlinien, die da und dort wohl zeitweilig abwegig sein mögen, die aber doch in der Gesamtrichtung vorwärts führen. Noch vor zwei Menschenaltern sind die deutschen Ingenieure nach Frankreich gepilgert, um an den dortigen kanalisierten Flüssen den Wehrbau zu studieren. Heutzutage kann man auch bei uns in deutschen Landen Studienobjekte in großer Menge finden. Wohl haben wir manchen konstruktiven Gedanken von außen her übernommen, wir haben ihn aber dann auch weiter entwickelt und haben darüber hinaus eigene neue Ideen zum Fortschritt beigesteuert, und heutzutage gehen deutsche Wehrkonstruktionen weit in alle Länder.

Es liegt der deutschen Technik nicht und wird ihr, so hoffen wir, auch nie liegen, sich beruhigt in Erfolgen zu gefallen; nicht erstarren, sondern vorwärts schreiten ist ihre Losung; und da ist es erfreulich, feststellen zu können, daß auch auf dem Gebiete des Wehrbaues die deutschen Ingenieure sich ihre Tatkraft bewahrt haben und daß auch hier allerwärts Kräfte tätig sind, um nach den wohlbewährten Methoden deutscher Technik durch inniges Hand in Hand arbeiten von Wissenschaft und Praxis, durch gründliche und systematische Behandlung der Einzelheiten wie des Gesamtgedankens den Fortschritt zu verbürgen.

In der Aussprache, die sich an den Vortrag knüpfte, führte zunächst Herr Reg.-Rat Mattern, Berlin aus, daß Redner im Anfange seines Vortrages auf einen gewissen Gegensatz zwischen Nord- und Süddeutschland hingewiesen habe. Während im Norden der Talsperrenbau besonders gepflegt sei, trete im Süden seine Bedeutung hinter dem Wehrbau fast ganz zurück. Allerdings lägen die Verhältnisse auch anders. In Norddeutschland finde sich vielfach ausgezeichneter Untergrund, der eine sichere Gründung der Talsperren gewährleiste, außerdem sei eine Gefahr der Verschlammung oder Versandung der Staubecken nicht vorhanden. In Süddeutschland seien dagegen die Gründungsverhältnisse wegen des beweglichen Untergrundes oft recht schwierig, außerdem sei die Gefahr, die durch Kiesschiebung entstehe, groß. Er habe Kraftwerke gesehen, bei denen die Arbeitsaufwendung für die Beseitigung des Kieses größer sei, als für den Kraftwerksbetrieb. Das sei natürlich ein Unding und es müßte nach Mitteln gesucht werden, hier Abhilfe zu schaffen. Aber trotz dieser Verhältnisse und trotz der in Süddeutschland zur Verfügung stehenden zahlreichen Seen, die sich in vorzüglicher Weise als Speicher benutzen ließen, solle man seines Erachtens doch die Talsperrenfrage auch in Süddeutschland nicht ganz außer Acht lassen. Die Ausstellung für Energiewirtschaft in München zeige ja allerdings, daß bereits an einigen Stellen, so an Iller und Lech große Staubecken geplant seien. Die Frage sei jedenfalls auch in Süddeutschland sehr sorgfältiger Erwägung wert.

Herr Prof. Holz, Aachen, weist ebenfalls auf die Bedeutung dieser Frage hin, doch warnt er vor einer übertriebenen Einschätzung der Talsperren, von denen jetzt in der öffentlichen Meinung vielfach alles Heil erwartet werde, die man vielfach als untrennbar von einer Kraftanlage ansehe. Das sei durchaus falsch. Talsperren nur zur Kraftgewinnung anzulegen, sei immer teuer, auch für Nordwestdeutschland, wo die Talsperren sonst besonders günstigen Boden gefunden haben. Ihr Wert liege hauptsächlich in der Ausnützung als Spitzenkraft, zur Steigerung der Leistung von Niederdruckkraftwerken, aber auch hier dürfe man die Erwartungen nicht übertreiben, denn der Mißerfolg einzelner Werke schade späterhin der ganzen Entwicklung. Besonders vorteilhaft sei bei den Talsperren vielleicht die Verwertung zu so genannten Saison-Wasserkräften, die also das sonst ungenutzt abfließende Wasser ausnutzen und dann natürlich billig arbeiten können. Für manche Bedürfnisse seien diese Kräfte sehr wohl verwertbar. Jedenfalls aber sei bei Talsperrenwasserkräften auch in Nordwestdeutschland eine sehr sorgfältige Prüfung der ganzen wirtschaftlichen Verhältnisse nötig.

Herr Prof. Rehbock, Karlsruhe, berührt noch kurz die badischen Verhältnisse. Dort seien im Anschluß an die Kraftausnutzung der Murg durch Talsperren wertvolle Speicheranlagen zu schaffen. Man habe bis jetzt noch auf ihre Anlage verzichtet, werde sie nun aber bauen müssen.

Herr Prof. Dantscher führt zum Schlusse aus, daß der Talsperrenbau auch in Bayern durchaus nicht unmöglich sei und man sich auch keineswegs gegen ihn entschieden habe. Auch in Bayern würden Talsperren gebaut, und man wisse ihren Wert dort wohl zu schätzen, nur sei dort wegen der besonders gearteten Verhältnisse Vorsicht bei ihrer Anlage in erhöhtem Maße nötig.

Schriftleitung: Reg.-Baumeister Fr. Eiselen, Berlin-Lichterfelde, Karlstr. 99. — Verlag von Julius Springer in Berlin W. — Druck von H. S. Hermann & Co. in Berlin SW.

MITTEILUNGEN
der
DEUTSCHEN GESELLSCHAFT FÜR BAUINGENIEURWESEN
Schriftleitung: Regierungs-Baumeister Fr. Eiselen. Berlin-Lichterfelde, Karlstraße 99. Telephon: L. 1040.
(Geschäftsstelle der Gesellschaft: Berlin NW. 7, Sommerstraße 4a. Tel.: Centrum 15207—15212).
2. Jahrgang 15. September 1921 Nr. 17

DIE SICHERSTELLUNG DES TECHNISCH-WISSENSCHAFTLICHEN WIEDERAUFBAUS DURCH DIE TECHNISCHE NOTHILFE.

Aus dem auf der Hauptversammlung der „Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen" in München gehaltenen Vortrag.

Von Diplom-Ingenieur Hellmuth Gerloff, Berlin.

Die Probleme, die die Deutsche Gesellschaft für Bauingenieurwesen bearbeitet, sind im wesentlichen technisch-wissenschaftlicher Natur. Heutzutage sind jedoch Fragen der Technik kaum noch von Fragen der Volkswirtschaft und des Volkslebens zu trennen. Es bedeutet daher kein Hineintragen neuer Gesichtspunkte in die klargezogenen Grenzen der Gesellschaft, wenn man sich mit der Frage beschäftigt, wie die technisch-wissenschaftliche Arbeit der deutschen Ingenieure in ihrer praktischen Ausführung und Auswirkung sichergestellt werden kann.

In diesem Zusammenhange ist zunächst einmal die grundverschiedene Stellung zu beachten, die der Ingenieur heutzutage im Vergleich zu den Vorkriegszeiten einnimmt. Wir leben in einem parlamentarischen Staate. Die Zeiten sind vorbei, wo eine eiserne Staatsgewalt dafür sorgte, daß trotz der weitgehenden Abgrenzung und Spezialisierung aller Arbeitsgebiete, die das Leben unserer Volkes bedeuten, die notwendige Verbindung einerseits und ein reibungsloser Ausgleich andererseits gefunden wurde. Während früher durch die unparteiische Staatsautorität die Auswirkung jedes Tätigkeitsgebietes geschützt und dadurch ein harmonisches Bild der Gesamttätigkeit des Volkes erzeugt wurde, sehen wir uns heute in einem Zustand, wo an Stelle der ausgleichenden, unparteiischen Staatsgewalt einige Interessengruppen oder Parteigruppen getreten sind, die die Regierung übernehmen und das Wohl des Volkes nach ihrem Programm fördern wollen. Wenn also heute ein Stand darauf verzichtet, durch eine dieser Parteigruppierungen seine Interessen wahrzunehmen und den Einfluß seiner Tätigkeit auf die Entwicklung des Volkes auf diese Weise durchzusetzen, so gibt er damit die einzige Möglichkeit aus der Hand, sich selbst in das Ganze einzugliedern.

Auf den Sonderfall des Ingenieurs angewendet, bedeutet diese Auffassung Folgendes: Der Ingenieur hat sich nicht mehr nur mit der Ausübung seines Fachgebietes zu begnügen; er muß danach streben, durch politische Betätigung in seinem und durch sein Fachgebiet Einfluß auf die Entwicklung seines Volkes zu nehmen. Der Ingenieur ist also in viel größerem Maße als früher gezwungen, neben dem Berufsmenschen auch Staatsbürger zu sein und als solcher zu handeln. Was früher der Initiative der ausgleichenden Staatsgewalt überlassen bleiben konnte, ist heute Sache der eigenen Initiative geworden. Der Ingenieur muß sich also nicht nur um die Sonderfachgebiete kümmern, sondern in ausreichendem Maße alle die Gebiete durchforschen und durchdenken, die sein Gebiet sozialpolitisch und gesetzgeberisch mit der Gesamtarbeit des Volkes verbinden. Die Beziehungen vom rein technischen Gebiet zur Volkswirtschaft, zur Privatwirtschaft, zur Verwaltung und zu inneren Fragen sind nicht mehr der Aufgabenkreis eines besonderen Spezialisten, sondern sein ureigenster Aufgabenkreis. Es ist deshalb auch kein Zufall, wenn der Ruf des Technikers nach Beteiligung in der Verwaltung heute ganz besonders laut erschallt, da dieser Ruf durchaus den Notwendigkeiten des heutigen Lebens entspricht. Der Ingenieur, der an dem technisch-wissenschaftlichen Wiederaufbau unseres Vaterlandes arbeitet, kann und darf nicht die Gesichtspunkte aus den Augen verlieren, die sich — auf rechtlicher und volkswirtschaftlicher Grundlage — ihm aus seiner Tätigkeit eröffnen. Und diese Zusammenhänge aufzuzeigen, ist die Aufgabe dieses Vortrages. Diese grundsätzliche Frage etwas ausführlicher zu behandeln war deshalb nötig, weil oft mit Bedauern festzustellen ist, daß gerade der Techniker in weiterem Maße als andere Berufsstände zur Absonderung in sein Sondergebiet neigt und nicht den Sprung in die Grenzgebiete wagt, deren sachgemäße Behandlung eben nur von ihm durchgeführt werden kann. —

Die deutsche Freiheit, das Fortbestehen eines einigen deutschen Reiches, die Wiedergesundung unseres Vaterlandes sind abhängig von der Entwicklung unserer Wirtschaft, von der Erhaltung der Volkskraft und der Steigerung unserer Produktion. Die Grundlage dieser drei Lebenselemente bildet die Kohle, die in gewaltigen Kraftstationen in elektrische Energie umgewandelt wird und von hier aus das tausendfache Räderwerk der deutschen Wirtschaft in Gang erhält, den Herzschlag jedes einzelnen reguliert und unsere Produktion nährt. Von dem reibungslosen Arbeiten dieser Kraftzentralen hängt es ab, ob Millionen Hände feiern sollen, ob Hunger und Elend, kaum gedämpft, wieder neu erstehen sollen. Von diesen Kraftzentralen hängt es ab, ob die Städte ihr Licht beziehen, ob die Gaswerke arbeiten und der Bevölkerung Licht und Wärme verschaffen. Von diesen Kraftzentralen hängen die gesamten Wasseranlagen und hygienischen Einrichtungen der Großstadt ab, der gesamte Verkehr: Wenn man es recht bedenkt, ist unsere gesamte Kultur aufgebaut auf dem Pulsieren elektrischer Energie, die aus der Kohle gewonnen wird. Wieviel von diesem Grundstoff Kohle uns die gegenwärtige Entwicklung in Oberschlesien, eine drohende Entwicklung im Ruhrgebiet oder eine zukünftige Entwicklung im Saargebiet rauben wird, kann niemand voraussehen. Jedenfalls ist das Eine schon jetzt klar ersichtlich, daß der immer schärfer hervortretende Mangel an Kohle die Umstellung eines großen Teils unserer Energiewirtschaft auf andere Grundstoffe erforderlich macht.

Es ist deshalb kein Zufall, wenn gerade jetzt in den Jahren der Krisis unsere Ingenieurwelt die Ausnützung der Wasserkräfte in großzügiger Weise in die Hand nimmt. Die Ausnützung der Wasserkräfte ist tatsächlich das Problem der kommenden Jahrzehnte. Für den Bauingenieur ist es ganz besonders befriedigend, auf diese Weise in den Mittelpunkt der technischen Entwicklung der nächsten Zukunft gestellt zu sein. Allerdings muß von ihm verlangt werden, daß die Umstellung unserer Energiewirtschaft auf Wasserkraft in wirklich einwandfreier Weise gelöst wird.

Sofort wird sich die Tatsache bemerkbar machen, daß der Ingenieur in doppelter Weise mitzuarbeiten hat, nämlich einmal als Berufsmensch und das andere Mal als Staatsbürger; zwei Gebiete, die sich zwar theoretisch leicht trennen lassen, in der Praxis aber dauernd und tief ineinandergreifen und sich gegenseitig bedingen.

Eine Wasserkraftanlage gliedert sich in zwei Teile, nämlich eine technische und maschinelle Seite, die Anlage des Unternehmens, und eine menschlich-soziale Seite, die Inbetriebhal-

tung der Bedienung der Anlage. Der erste Teil, die Wasserkraftanlagen zu berechnen und zu erbauen, ist zweifellos Sache des Ingenieurs und der Fachgelehrten und wird nach rein sachverständigen Gesichtspunkten betrieben. Wer übernimmt nun den zweiten Teil, die Sicherstellung der Bedienung dieser Anlagen, der innerlich kaum von dem ersteren zu trennen ist, da das eine ohne das andere eine vollkommene Zwecklosigkeit ist? Was nützen die besten Kraftanlagen, wenn sie stilliegen? Früher trat diese zweite Funktion des Werkes garnicht gesondert in die Erscheinung, da an eine Stillegung gemeinnötiger Betriebe angesichts der straffen Staatsgewalt niemand dachte und eine Stillegung solcher, für unser Volk grundlegender Energiequellen unter dem Titel Landesverrat zu abschreckender Verurteilung gekommen wäre.

Jetzt jedoch ist die Sachlage eine grundsätzlich andere. Der Staat hat nach seiner außen- und innerpolitischen Erschütterung nicht mehr die Möglichkeit, lediglich mit Machtmitteln die primitivsten Grundlagen des Lebens sicherzustellen. Dieser Schutz ist jetzt vollkommen dem Willen des Volkes, d. h. der Stimme der Öffentlichkeit überlassen. Zu diesem Volk gehören natürlich auch die Ingenieure in ihrer Eigenschaft als Staatsbürger, und nur der wird als guter Ingenieur bezeichnet werden können, der neben der technischen Instandsetzung der Wasserkraftanlagen bereits die notwendigen Schritte unternimmt, daß er die ununterbrochene Tätigkeit seiner Werke für die Allgemeinheit durch die Allgemeinheit gewährleistet. Wenn er das nicht tut, so leistet er nur halbe Arbeit und erscheint mir wie ein Uhrmacher, der Uhren von glänzender Konstruktion herstellt, aber keine Vorrichtung zum Aufziehen der Uhren vorsieht.

Die außerordentliche Notwendigkeit der Sicherstellung der Bedienung wird erst ersichtlich, wenn man sich vergegenwärtigt, welche gewaltigen Folgerungen die Konzentrierung unserer Kraftanlagen für den Bestand der Volkswirtschaft in Zeiten wirtschaftlicher Kämpfe nach sich zieht. Aus gleicher Überlegung heraus hat ja schon der Generalstab gegen die Elektrisierung der Eisenbahnen vor dem Kriege energisch Einspruch erhoben, da dann bei der vorhandenen beschränkten Anzahl von Energiestationen ein Minimum von Sabotage den Aufmarsch der gesamten deutschen Armee in Frage gestellt hätte. Wenn schon in Zeiten unbezweifelter Staatsautorität solche Bedenken gegen die Konzentrierung ausschlaggebend gewesen sind, wieviel vorsichtiger muß an die Lösung eines Problems herangetreten werden in einer Zeit, in der die Staatsautorität sich erst langsam wieder ihre Anerkennung erkämpfen muß.

Groß und umfangreich sind die geplanten Wasserkraftanlagen. Groß und umfangreich ist die Zahl der Werke und Menschen, deren Leben auf der Tätigkeit dieser Anlagen basieren soll. Theoretisch besteht die Möglichkeit, fast die gesamte deutsche Wirtschaft von den Wasserkraftanlagen betreiben zu lassen. Wie weit es gelingt, die Praxis dieser Theorie anzugleichen, muß die Zukunft lehren. Es liegt im Wesen der Wasserkraftanlagen, daß sie örtlich viel konzentrierter sind als Kohlestationen, die man beliebig weit dezentralisieren kann. Der Aktionsradius einer Wasserkraftstation ist also verhältmäßig sehr groß. Um so größer ist bei Wasserkraftstationen die Gefahr, durch irgend eine Passivität mit diesen Anlagen die deutsche Wirtschaft in großem Umfange stillzulegen und große Teile des deutschen Volkes schweren physischen Störungen auszusetzen. Der Gedanke ist nicht von der Hand zu weisen, daß sich innerhalb der Bedienung der Stationen eine neue Kaste technischer Machthaber von bisher ungekannter Diktatur entwickelt. Keine Macht der Welt, keine Gewalt ist imstande, mit irgendwelchen Drohmitteln die Streikenden zu ersetzen, da Arbeit und technisches Verständnis eben nur durch Arbeit und technisches Verständnis zu ersetzen sind.

Hier ist der Punkt, wo die Technische Nothilfe einzugreifen hat. Sie ist die Organisation, in der sich Männer und Frauen zusammengefunden haben, den freiwilligen Schutz der Volksgesamtheit in lebenswichtigen Betrieben aufzunehmen. Sie ist die Organisation, die vor allem die Techniker und Ingenieure erfaßt, um jederzeit bei der Lahmlegung eines lebenswichtigen Betriebes die notwendigen Ersatzleute zu kennen und an die richtige Stelle schicken zu können.

Daß ihr in dem geschilderten Zusammenhange in wirtschaftlich unruhigen Zeiten eine ausschlaggebende Bedeutung zukommt, wird niemand leugnen wollen. Sie beweist es am besten durch ihre Tätigkeit selbst. Sie hat bisher eingreifen müssen in 101 Elektrizitätswerken, 56 Gaswerken, 57 Wasserwerken, 38 Eisenbahnbetrieben und 145 Landwirtschaftsbetrieben.

Für das Wirken der Technischen Nothilfe ist es notwendig, daß jeder Einzelne unseres Volkes die Grundlage ihrer Tätigkeit kennt und ihre Notwendigkeit einsieht. Doch nur derjenige, welcher von der grundlegenden Bedeutung der lebenswichtigen Betriebe für Leben und Gesundheit unseres Volkes überzeugt ist, wird das richtige Verständnis und vielleicht auch Dankbarkeit für ihr Wirken empfinden können. Da aufklärend zu wirken, ist Sache jedes Ingenieurs, der an seinen Beruf von höherem Gesichtspunkte herantritt.

Ein glänzender Präzedenzfall, wie erfolgreich die Unterstützung unserer Idee durch technisch-wissenschaftliche Vereine ist, hat der große Elektrikerstreik unter Führung von Sylt in Berlin im November 1920 gezeigt. Noch bestand damals keine gesetzliche Bestimmung oder irgend eine Verordnung, auf Grund deren die Fortführung der Arbeit der lebenswichtigen Betriebe festgelegt war. Die Bemühungen der Technischen Nothilfe um Erlaß einer solchen Verordnung wurden damals unterstützt durch den Verband technisch-wissenschaftlicher Vereine, durch den Verband deutscher Elektrotechniker und die Vereinigung der Elektrizitätswerke. Auf Grund dieser vielseitigen Bemühungen ist dann am 10. November 1920 die Verordnung des Reichspräsidenten erlassen, die die erste Regelung von Streikfällen in lebenswichtigen Betrieben gebracht hat. Es ist nur zu wünschen, daß sie auf alle lebenswichtigen Betriebe ausgedehnt wird. —

Die Technische Nothilfe betreibt niemals Streikbruch. Sie läßt Koalitions- und Streikrecht der Arbeiter vollkommen unangetastet. Das, wogegen sich die Technische Nothilfe wendet, ist nicht Streikrecht, sondern Streikunrecht. Dieses Streikunrecht, das durch Abschneiden von Licht, Wasser und Wärme Menschenleben gefährdet und schon zerstört hat, in einer Entbindungsanstalt die Heizung stillegte, den Säuglingen die Milch und den Erwachsenen das tägliche Brot nimmt, dieses Streikunrecht ist es, das die Technische Nothilfe bekämpft. Gehört auch persönlicher Mut dazu, sich offen zur Technischen Nothilfe zu bekennen und einen Gegensatz zu radikalen Minderheiten auf sich zu nehmen, so muß trotzdem unbedingt von jedem verantwortlich Denkenden dieser Mut gefordert werden. Wenn man bedenkt, wieviel Mut zum Unrecht auf der Welt vorhanden ist, so dürfte es nicht schwer fallen, sich selbst zum Mute für das Recht zu zwingen.

So möge es sich jeder einzelne zur Pflicht machen, der Technischen Nothilfe anzugehören, da der Bestand an Technikern und Ingenieuren das Rückgrat der Organisation ist. Wer sich zu diesem Beispiel entscheidet, tut damit nicht nur eine absolut gute Tat, die der Volksgesamtheit zugute kommt; das Vorgehen ist auch relativ gut, indem es ein Beispiel von Opferfreudigkeit und Gemeinschaftsgefühl gibt in einer Zeit, wo von diesen beiden Tugenden verhängnisvoll wenig zu spüren ist.

Wenn jeder deutsche technische Verein in dieser Weise bereit wäre, der Not- und Tatgemeinschaft der Technischen Nothilfe beizustehen und damit den ernsten Willen zu bekunden, die Belange der Volksgesamtheit höher zu stellen als irgend welche Sonderansprüche von Teilen des Volkes, so wäre damit ein gewaltiger Schritt vorwärts getan in der Gesundung unseres Volkes, in der Sicherstellung des technisch-wissenschaftlichen Wiederaufbaus und der Freiheit unseres Vaterlandes. Es gilt dem Fanatismus der Notbringer die Begeisterung der Nothelfer entgegenzusetzen!

AUS DEM ARBEITSGEBIET DER GESELLSCHAFT.

Bericht über die Arbeiten des ständigen Ausschusses für die Durchführung einer praktischen Arbeitszeit der Studierenden des Bauingenieurwesens.

Wie seit langem schon in fast allen Ingenieurfachgebieten, so hat sich auch im Bauingenieurwesen die Erkenntnis durchgerungen, daß eine rein wissenschaftliche Ausbildung nicht den Anforderungen genügt, die unsere Zeit an die jungen Bauingenieure stellt. Die Forderung einer praktischen Lehrzeit, als Grundlage für das Studium auf den technischen Hochschulen, geht gleichzeitig von Seiten der Wissenschaft wie der Praxis aus und erhebt wegen ihrer hohen wirtschaftlichen Bedeutung Anspruch darauf, daß ihr das allgemeinste Interesse entgegengebracht wird.

Zu Beginn des Jahres hat die Bauingenieurabteilung der Dresdener Technischen Hochschule im Einvernehmen mit den Schwesteranstalten im Reiche in der gegenwärtig dem sächsischen Kultusministerium zur Genehmigung vorliegenden neuen Diplomprüfungsordnung die Zulassung zur Vorprüfung von dem Nachweis einer mindestens viermonatigen praktischen Tätigkeit der Studierenden abhängig gemacht. Diese Ausbildungszeit soll entweder auf einer Baustelle oder in einem Betriebe der Bauindustrie handwerksmäßig erfolgen und den Übergang zur Hochschule vorbereiten. Es steht zu erwarten, daß die Technischen Hochschulen sich allgemein zu der vorgeschlagenen Regelung bekennen werden. (Bei einzelnen ist das bereits geschehen.)

Etwa zu derselben Zeit, als die Technische Hochschule Dresden mit ihrer Forderung hervortrat, wandte sich auch der „Deutsche Beton-Verein" in einer Entschließung an die Kultusministerien und an die wissenschaftlichen und praktischen Verbände des Bauingenieurwesens. Er ging bereits einen bedeutenden Schritt weiter, indem er auf die Einzelheiten der Durchführung einging, durch Einrichtung eines Arbeitsnachweises innerhalb seines Fachbereiches, Aufstellung von Richtlinien und Anbahnung einer einheitlichen Regelung der den Praktikanten zu bewilligenden Vergütung. Es soll nicht unerwähnt bleiben, daß sich der Beton-Verein damit ein außerordentliches Verdienst um die energische Förderung der Angelegenheit erworben hat.

Da in der Frage der Ausbildung unseres Ingenieurnachwuchses nur dann ein durchgreifender Erfolg zu erwarten ist, wenn alle Teile des Bauingenieurgebietes eine möglichst einheitliche Regelung anstreben, hielt es die „Deutsche Gesellschaft für Bauingenieurwesen" für ihre Pflicht, sich dieser Aufgabe nachdrücklichst anzunehmen. Sie wird dabei auch von dem „Verbande Deutscher Architekten- und Ingenieur-Vereine" unterstützt. Nach Fühlungnahme mit der Technischen Hochschule Dresden und dem „Deutschen Beton-Verein" wurde zunächst an die beiden weiteren großen Verbände, den „Deutschen Eisenbauverband" und den „Reichsverband des Deutschen Tiefbaugewerbes" herangetreten mit dem Ersuchen, die angeschlossenen Firmen zu gemeinsamem Vorgehen zu veranlassen. Erfreulicherweise bestand in dieser Angelegenheit fast überall die gleiche Erkenntnis der Notwendigkeit einer sofortigen Inangriffnahme. Für eine sachgemäße und wohldurchdachte Durchführung war natürlich eine gewisse Zeit erforderlich, da die Interessen und Wünsche aller Fachkreise vollauf zur Geltung gebracht werden mußten. Aus diesem Grunde entschloß sich die Gesellschaft als einleitenden Schritt ein Rundschreiben mit Fragebogen an die Gesamtheit der Firmen des deutschen Baufaches und der Bauindustrie zu versenden, dessen Beantwortung die Grundlage für eine Art vorläufigen Arbeitsnachweises zu bilden geeignet war, um die ersten Bedürfnisse der Hochschulen zu befriedigen.

Als nächste Maßnahme wurde die Bildung eines ständigen Arbeitsausschusses eingeleitet, der im Verein mit den Hochschulen und den Verbänden der Praxis die Frage einer dauernden Regelung zuführen sollte. Die erste Sitzung des Ausschusses fand am 6. Mai d. J. in Berlin unter dem Vorsitz der „Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen" statt. Dabei waren vertreten die Technische Hochschule Dresden als Vorort der Hochschulen in Fragen der praktischen Ausbildung, der „Deutsche Beton-Verein", der „Deutsche Eisenbau-Verband", der „Reichsverband des Deutschen Tiefbaugewerbes", der „Arbeitgeberbund für das Baugewerbe" und der „Deutsche Ausschuß für technisches Schulwesen", der seine reichen Erfahrungen in Ausbildungsfragen aus dem Maschineningenieurgebiet freundlichst zur Verfügung stellte. Die Regelung des Arbeitsnachweises für die Studierenden könnte nun zentral und dezentral geschehen. Nach eingehender Aussprache über die Vor- und Nachteile beider Durchführungsarten kamen die Vertreter der Verbände zu dem einstimmigen Entschluß, den Arbeitsnachweis ohne besondere Zentralstelle von sich aus durchzuführen, besonders da nur mit etwa 600 Studierenden jährlich gerechnet zu werden brauche. Es wurde damit den Wünschen des „Deutschen Beton-Vereins" entsprochen, der in seinem Fachgebiet bereits weitgehende Vorbereitungen in dieser Hinsicht getroffen hatte. Während also die Verbände die Arbeitsvermittelung selbst innerhalb der ihnen angeschlossenen Firmen übernahmen und organisierten, sollte die Technische Hochschule Dresden eine Art Ausgleichstelle darstellen. Es wurden folgende Verbände als für den Arbeitsnachweis in Frage kommend bezeichnet:

der Deutsche Eisenbau-Verband,
der Deutsche Beton-Verein,
der Reichsverband des Deutschen Tiefbaugewerbes.

Nächst dem Arbeitsnachweis erwies sich die Aufstellung von Richtlinien und Verträgen zwischen Arbeitgebern und Arbeitnehmern, also zwischen den Firmen und den Studierenden, als notwendig, ferner waren Meldeformulare und Zeugnisentwürfe aufzustellen. Da im Maschineningenieurgebiet die praktische Durchbildung der Studierenden bereits seit Jahren eingeführt ist, konnten die Einrichtungen des „Deutschen Ausschusses für technisches Schulwesen" ohne weiteres als Vorbild dienen. Aus diesem Grunde entschlossen sich die Verbände, eigene Entwürfe nach dem Muster der dort in Gebrauch befindlichen Richtlinien, Verträge, Zeugnisse und Meldungen aufzustellen, die natürlich nach den betreffenden Fachgebieten umzugestalten waren.

Des weiteren wurde noch die Bearbeitung eines Merkheftes für zweckmäßig gehalten, das gleichzeitig als Führer für die Berufswahl dienen sollte. Es wurde vorgesehen, dies Merkheft so einzurichten, daß sämtliche Maßnahmen zur Durchführung der praktischen Arbeitszeit in knapper Fassung klar daraus zu erkennen waren, so daß es sich zur Ausgabe an die Gymnasien, Realgymnasien oder Oberrealschulen eignete. Die Aufstellung des Entwurfes übernahm die „Deutsche Gesellschaft für Bauingenieurwesen", die auch den späteren Vertrieb zu leiten bereit war.

Die gemeinsam beschlossenen Maßnahmen wurden von allen in Frage kommenden Stellen sofort tatkräftig zur Durchführung gebracht; die Richtlinien der einzelnen Gebiete, die nötigen Formulare und das Merkheft wurden in vorbildlicher Zusammenarbeit geschaffen, um in einer späteren Sitzung durchberaten zu werden. Um aber den Studierenden sofort eine Arbeitsmöglichkeit besonders schon in den diesjährigen Ferien zu schaffen, wurden von den Verbänden außerdem vorläufige Einrichtungen und Übereinkünfte getroffen, die ein reiches Maß von Wohlgesinntheit und idealer Auffassung bei den Inhabern der Firmen voraussetzten. Bei dieser Gelegenheit darf darauf hingewiesen werden, daß die Arbeitgeber trotz der Schwierigkeiten, die bei der Durchführung der praktischen Ausbildung der Studierenden auftreten, stets höhere Gesichtspunkte ihrem eigenen Vor- oder Nachteil vorangestellt haben, was allgemeinste Anerkennung finden sollte.

Zur endgültigen Beschlußfassung über die getroffene Regelung fand am 17. August abermals eine Sitzung statt, in der nunmehr die gesamten Entwürfe fertig vorlagen. Um möglichst weite Kreise für die neue Regelung zu interessieren, wurden außer den Hochschulen und Verbänden noch die „Vereinigung der technischen Oberbeamten deutscher Städte", als Vertreter der kommunalen Verwaltungen, und das Reichsverkehrsministerium, als Vertretung der staatlichen Stellen, zur Teilnahme an der Sitzung gebeten. Da die Zusammenkunft darin ihre Aufgabe sah, für eine Vereinheitlichung aller Maßnahmen zu sorgen, wurde darauf besonders Rücksicht genommen, so daß bei dem gegenseitigen Meinungsaustausch ein erfreulicher Gesamterfolg zu verzeichnen war.

Es sei hier kurz auf die wichtigsten Gesichtspunkte eingegangen, die bei der Durchführung der praktischen Ausbildung der Studierenden des Bauingenieurwesens maßgebend sein werden:

Die praktische Unterweisung soll dem Auszubildenden (Praktikanten) eine Grundlage für besseres Verständnis der Technik geben, sein Vorstellungs- und Anschauungsvermögen von Bauten und Bauteilen, sowie Verständnis für die Baustoffe und deren Bearbeitung erwecken. Nicht zuletzt soll sie ihn in richtiger und sicherer Beurteilung der Tätigkeit des Handwerkers und Arbeiters schulen, sowie das Verständnis für die Lebensbedürfnisse und das Wesen der später ihm anvertrauten Untergebenen in sozialer Beziehung anregen.

Die praktische Betätigung kann in einem der verschiedenen Zweige des Bauingenieurberufes erfolgen. Als diese sind zu nennen: Eisenbau, Beton- und Eisenbeton-Bau, Wasserbau, städtischer Tief- und Straßen-Bau, Eisenbahn- und Straßenbahn-Bau. Faßt man nur nach den großen Gruppen der baugewerblichen Unternehmungen zusammen, so unterscheidet man kurz: Eisenbau, Betonbau, Tiefbau. Es ist durchaus nicht immer notwendig und vielfach auch nicht möglich, daß der Anfänger auf demselben Gebiete praktisch arbeitet, dem er seine spätere Lebensarbeit widmen will. Auf dem gewählten Gebiet muß jedoch die praktische Tätigkeit von dem Praktikanten voll durchgeführt werden, und es bleibt ihm dann offen, während

seiner späteren Ferienpraxis sie noch auf einem anderen Gebiet zu ergänzen. Von großem Vorteil für den Studierenden des Bauingenieurfaches ist die Kenntnis maschinenbaulicher Geräte und Anlagen, zu deren Verwendung eigentlich auf jeder Baustelle Gelegenheit ist. Besonders notwendig erscheint dies in allen Fällen, wo maschinelle Betriebe dem Bauingenieur unterstellt sind, wie es bei Häfen, Wasserwerken, Förderwerken, Ent- und Bewässerungsanlagen der Fall ist. Da in dem wichtigen Teilgebiet des Eisenbaues die Arbeitsweise durchaus der des Maschinenbaues verwandt ist, so muß hier mit um so größerem Nachdruck Wert auf maschinentechnisches Können und Verstehen gelegt werden. Schließlich ist die neuzeitliche Betriebsführung und die Betriebsorganisation leichter an dem straffen und planmäßigen Aufbau einer Fabrik zu lernen, als auf örtlich wechselnden Baustellen, und gerade in dieser Richtung wird das Bauingenieurwesen sich die Erfahrungen seines jüngeren Gefährten zunutze zu machen haben.

Die praktische Tätigkeit dauert 5—6 Monate und wird am zweckmäßigsten hintereinander in einem Sommer vor Beginn des Studiums ausgeübt. Nur in besonderen Fällen, etwa beim Bestehen der Abiturientenprüfung im Oktober, sollte hiervon abgewichen werden, und es könnten dann auch die akademischen großen Ferien dazu benutzt werden. Auf jeden Fall muß die praktische Arbeitszeit bis zur Diplomvorprüfung beendet sein. Der Praktikant soll handwerksmäßig tätig sein. Es kann dies nur auf dem Bau bzw. in der Fabrik und bei solchen Stellen geschehen, die selbst Arbeiter beschäftigen, wie bei den Unternehmungen des Beton-, Eisenbau- und Tiefbaugewerbes und bei solchen staatlichen und kommunalen Verwaltungen, die große Arbeiten durch eigene Kräfte ausführen lassen (Eigenbetrieb, Regiebau). Von diesen Verwaltungen kommen in Frage die Wasserbau- und Eisenbahnbehörden, die staatlichen und städtischen Tiefbaubehörden, sowie Straßen- und Kleinbahnverwaltungen. Ganz kleine Arbeitsstellen, an denen nur Unterhaltungs- und ähnliche Arbeiten vorkommen, sind nicht zu empfehlen.

Die geringe Zeitspanne, die dem Praktikanten zur Verfügung steht, bedingt, daß sie gut genutzt wird. Der Praktikant muß fleißig arbeiten, auf jede Vorzugsstellung gegenüber dem Arbeiter verzichten, Unpünktlichkeit und Sichgehenlassen, Herumspazieren auf der Baustelle und in der Werkstätte streng vermeiden. Die gleiche Arbeitsordnung gilt für Arbeiter, wie für den Praktikanten. Dieser muß sich stets bewußt sein, daß er von den Arbeitern besonders kritisch beobachtet wird, und soll sich bemühen, ihnen als Vorbild dienen zu können. Bei Widersetzlichkeit, Unfleiß und zu großem Ungeschick sind die ausbildenden Stellen berechtigt, das Zeugnis am Schlusse der praktischen Tätigkeit zu verweigern, das für die Zulassung zu den Prüfungen an den Technischen Hochschulen erforderlich ist. Untreue und Preisgabe geschäftlicher Geheimnisse zieht sofortige Entlassung nach sich. Der Praktikant erhält grundsätzlich eine Entschädigung für seine Leistungen, die bei durchschnittlicher Befähigung einen Bruchteil, meist die Hälfte, der Löhne der ungelernten Arbeiter erreicht. Bei guten Leistungen erhöht sich diese Vergütung, bei schlechten vermindert sie sich. Dafür, daß der Praktikant auch wirklich den Bedürfnissen entsprechend ausgebildet wird, sorgen die Anweisungen der Firmen und Behörden an ihre Bauführer, die wiederum durch die nötigen organisatorischen Maßnahmen in Beziehung zueinander gebracht werden.

Die Meldung zur praktischen Beschäftigung soll so frühzeitig wie möglich, im allgemeinen etwa 6 Monate vor dem beabsichtigten Eintritt erfolgen, wobei auch Wünsche bezüglich des Beschäftigungsortes geltend gemacht werden können. Sie ist schriftlich bei folgenden Stellen zu beantragen:

Deutscher Eisenbau-Verband, Berlin W. 9, Linkstraße 16,
Deutscher Beton-Verein, Obercassel (Siegkreis),
Reichsverband des Deutschen Tiefbaugewerbes, Berlin W. 57, Potsdamer Straße 91.

Diese Verbände weisen unter Berücksichtigung besonderer Umstände in jedem Falle geeignete Arbeitsstellen nach und geben auch gegen geringes Entgelt ein Merkblatt für die Praktikanten heraus, dessen Bezug dringend empfohlen wird.

Falls die Wahl des Fachgebietes, in dem die Ausbildung zweckmäßig zu erfolgen hat, auf Schwierigkeiten stoßen sollte, ist die „Deutsche Gesellschaft für Bauingenieurwesen", Berlin NW. 7, Sommerstraße 4a, als neutrale Stelle jederzeit bereit, mündlich und schriftlich Rat und Auskunft zu erteilen, ebenso stehen selbstverständlich die Abteilungen der Technischen Hochschulen für beratende Tätigkeit in Berufsfragen zur Verfügung. Die Merkblätter der Verbände können bei den genannten Stellen eingesehen und Meldeformulare in Empfang genommen werden.

Den Praktikanten ist dringend zu raten, ihre freie Zeit zu theoretischen Vorstudien, insbesondere zeichnerischer Übungstätigkeit zu verwenden.

Das Bauingenieurwesen ist ein einheitliches Wissens- und Arbeitsgebiet und jeder Bauingenieur kommt oft in die Lage, auch die Kenntnisse aus den seiner Sonderbetätigung fernliegenden Zweigen seiner Wissenschaft anzuwenden. Damit die Studierenden aber persönlichen Neigungen zu eingehenderen Studien folgen können, haben die Technischen Hochschulen vorgeschrieben, in der Diplom-Hauptprüfung ein Sonderfach zu betonen. Als Sonderfächer kommen in Frage: Statik, Eisenbau, Wasserbau, Städtischer Tiefbau, Eisenbahnbau, Vermessungskunde.

Will man die Sonderfächer, namentlich mit Rücksicht auf die spätere Praxis, charakterisieren, so kann man folgendes sagen:

Der Eisenbau erfordert, wie der ihm nahe verwandte Eisenbeton- und Betonbau besondere Begabung für Statik und für Konstruktion, sowie geschäftlichen Scharfblick bei der Kalkulation in den Unternehmungen. Der Wasserbau stellt Anforderungen an Verwaltungsbefägigung, seine konstruktive Seite ist ebenfalls nicht einfach. Der Städtische Tiefbau verlangt außer Befähigung zur Verwaltung etwas künstlerische Neigungen und namentlich beim Dienst in kleineren Städten eine große Vielseitigkeit. Für den Eisenbahnbau sind Begabung für die Eigenart des Eisenbahnbetriebes und für die Verwaltung nötig.

Wie für jeden technischen Beruf, so ist vor allem für den des Bauingenieurs gutes Verständnis für die mathematischen und Naturwissenschaften, gute Beobachtungsgabe, die Fähigkeit einer anschaulichen räumlichen Vorstellung und eine gewisse zeichnerische Veranlagung unbedingte Voraussetzung. Körperliche Rüstigkeit ist recht wünschenswert, denn die praktische Ausbildung erfordert körperliche Anstrengungen und die spätere Berufstätigkeit ein reichliches Maß von Zähigkeit. Um nicht übertriebene Vorstellungen in dieser Hinsicht hervorzurufen, sei aber gesagt, daß die körperlichen Anforderungen, die für den Infanteriedienst als Einjährig-Freiwilliger vor dem Kriege gestellt wurden, bei weitem genügen. Bewerber, die später in den Eisenbahndienst treten wollen, müssen der vollen Beherrschung ihrer natürlichen Sinnestätigkeit sicher sein; gesunde Augen, besonders auch richtige Unterscheidungsfähigkeit und kräftige Nerven sind unbedingtes Erfordernis.

Hervorragende Charaktereigenschaften sind, wie nicht oft und stark genug betont werden kann, für den Bauingenieur mindestens ebenso wichtig, wie geistige. Der Ingenieurberuf ist nichts für nur materiell veranlagte Naturen, wie der Fernstehende so oft fälschlich meint. Selbstbewußtsein, Berufsfreudigkeit und Hingabe bis aufs äußerste müssen manches Mal die mangelnde Anerkennung durch Geld oder Ehren ersetzen; nur ein bedeutendes Maß von Energie und zäher Ausdauer ermöglichen die Durchführung von Arbeiten, die vielfach Lebenswerke darstellen. Wer ein bequemes Dasein, die Ecken und Schärfen des wirklichen Lebens scheut oder leicht und schnell geldliche Erfolge sehen will, der bleibe dem Ingenieurberuf fern. Dafür gibt es aber auch keine größere Freude, als die an der schaffenden Arbeit, an dem gelungenen Werk, wie sie gerade nur der Bauingenieur haben kann, dessen Schöpfungen in monate-, oft jahrelanger Arbeit und oft im Kampfe mit der Natur emporgewachsen, Tausenden seiner Mitbürger Nutzen bringen und in ihrem bleibenden Bestande ein Denkmal bilden, das das Leben seines Schöpfers und das Leben ganzer Geschlechter überdauert.

Das Bauingenieurwesen ist zu allen Zeiten und in allen Ländern eine Wissenschaft und Kunst, die die Vorbedingung für das wirtschaftliche Gedeihen darstellt. Gerade in der Zeit wirtschaftlicher Not werden an den Bauingenieur die größten Anforderungen gestellt, fällt ihnen doch die Aufgabe zu, den Wiederaufbau einzuleiten. Infolge veränderter Festsetzung von Landesgrenzen z. B. müssen neue Verkehrsadern, Kanäle, Eisenbahnen, geschaffen werden, die die Grundlage bilden zur möglichst verlustlosen Ausnutzung aller produktiven Kräfte des Landes. In friedlichen wie unruhigen Zeiten kennzeichnet den Bauingenieur eine rastlose, hohen Zielen zustrebende Tätigkeit von höchster volkswirtschaftlicher Bedeutung. Alle, diejenigen, die sich nach ernsthafter Prüfung ihrer seelischen wie geistigen Fähigkeiten für diesen Beruf entschieden haben, werden volle Befriedigung davon empfangen und stets die Möglichkeit haben, einen auskömmlichen Unterhalt zu erzielen.

Unter Zugrundelegung der angegebenen Hauptgesichtspunkte sah es die „Deutsche Gesellschaft für Bauingenieurwesen" für ihre Aufgabe an, eine möglichste Vereinheitlichung der Einzelmaßnahmen anzustreben. Bei dem großzügigen Entgegenkommen der praktischen Verbände konnte in dieser Richtung nach kurzer Aussprache das für den Vorteil der Sache erstrebenswerte Ziel erreicht werden. Zur Hauptsache erschien es zweckmäßig, die Höhe der den Studierenden zu gewährenden Arbeitsentschädigung auf ein einheitliches Maß zu bringen, um zu verhüten, daß diejenigen Firmen, die am meisten bezahlen, überlaufen werden. Demnach wurde eine Summe von 400 bis 600 M als Norm angenommen. Während eine Vereinheitlichung aller besonderen Angelegenheiten der Verbände, wie Meldegesuche usw., nicht angestrebt wurde, ließ sich betreffend der Zeugnisentwürfe ohne Schwierigkeit eine gleichmäßige Regelung finden.

Das von der Deutschen Gesellschaft bearbeitete Merkheft wird etwa Mitte Dezember in einer weiteren Ausschußsitzung im Wortlaut festgelegt werden, so daß es zu Beginn des Sommersemesters 1922 bereits in Verwendung genommen werden kann.

Die Geschäftsstelle.

Schriftleitung: Reg.-Baumeister Fr Eiselen, Berlin-Lichterfelde, Karlstr. 99. — Verlag von Julius Springer in Berlin W. — Druck von H. S. Hermann & Co. in Berlin SW.

MITTEILUNGEN
der
DEUTSCHEN GESELLSCHAFT FÜR BAUINGENIEURWESEN
Schriftleitung: Regierungs-Baumeister Fr. Eiselen. Berlin-Lichterfelde, Karlstraße 99. Telephon: L. 1040.
(Geschäftsstelle der Gesellschaft: Berlin NW. 7, Sommerstraße 4a. Tel.: Centrum 15207—15212).

2. Jahrgang 30. September 1921 Nr. 18

AUS NEUEREN VERSUCHEN MIT BAUSTOFFEN UND BAUKONSTRUKTIONEN.

Von Otto Graf, Stuttgart.

A. Allgemeines.

1. Geschichtliches. Für die Ausführung von Konstruktionen bestehen gewisse Grenzen, die, abgesehen von solchen wirtschaftlicher Art, namentlich durch die Eigenschaften der Baustoffe, die Fertigkeiten und Hilfsmittel der Hersteller der Konstruktionen in bezug auf die Behandlung und Gestaltung der Stoffe gegeben erscheinen. Wo die Grenzen liegen, an denen alte Bauweisen zu verlassen und von denen aus neue Wege zu bahnen sind, das zu untersuchen, ist eine dauernde und wichtige Aufgabe in der gesamten Technik[1]).

Aus den Konstruktionselementen, die in dem bezeichneten Sinne neuerdings eingehend verfolgt sind, seien hier die Profilträger genannt[2]).

2. Prüfung der Baustoffe bei der Abnahme. Als wertvolles Hilfsmittel zur Wiedererweckung des Wettbewerbs für Qualitätsware — der Anstoß für solche Bestrebungen entspringt im wesentlichen wirtschaftlichen Verhältnissen — wird die Abnahme der Baustoffe nach den jeweils geltenden Normen oder nach besonderen, den örtlichen Verhältnissen angepaßten Bedingungen angesehen. In der Tat unterstützt ein solches Vorgehen die Geschäftsabwicklung, wenn die „Normen" nicht schematisch angewandt werden und die erforderlichen Eigenschaften in den wirklich nötigen Grenzen zahlenmäßig bestimmt sind. Hierbei ist u. a. als Mangel bezeichnet worden, daß der Preis der Ware nicht immer in Beziehung zur Güte derselben steht, so daß z. B. hochwertige Ware durch Syndikate zum gleichen Preis verkauft wird wie solche, die eben noch den handelsüblichen Mindestbedingungen entspricht. Die vorstehenden Gesichtspunkte erscheinen auch in den Erwägungen, welche mit der schweren Aufgabe verknüpft sind, deutsche Erzeugnisse wieder zu begehrten Waren auf dem Weltmarkt zu machen.

Im einzelnen sind noch mancherlei Anregungen zu verzeichnen, die eingehender und mühsamer Verfolgung harren. Es ist u. a. auf den Umstand verwiesen worden, daß die Abnahme des Portlandzements und der ihm gleich gestellten Zemente nach einem Verfahren geschieht, das seit nahezu 4 Jahrzehnten als entscheidend gilt und sich bei der Handhabung im wesentlichen auf die Beobachtung der Raumbeständigkeit und auf die Ermittlung der Druckfestigkeit beschränkt, letztere bei einem ganz bestimmten Mischungsverhältnis mit einem außergewöhnlichen Sand. In der Zementwarenindustrie und vor allem im Eisenbetonbau werden weitergehende Gewährleistungen verlangt[3]). Anderseits ist zu beachten, daß die Erzeugung der Bindemittel in den letzten Jahrzehnten außerordentliche Fortschritte gemacht hat, denen die Bemühungen bei der Auswahl und Behandlung der Sande, Kiese usw. sowie bei der Bestimmung des für den betreffenden Bauteil nötigen Mischungsverhältnisses oftmals nicht entsprechen[4]).

3. Nutzbarmachung der Versuchsergebnisse. Die neuen Arbeiten müssen auf dem bereits Geschaffenen aufbauen. Hierbei wird geltend gemacht, daß die außerordentlich mannigfaltigen und vielgestaltigen Forschungsergebnisse und Erfahrungen aus manchen Gebieten der Technik in einer sehr großen Zahl einzelner Berichte zerstreut liegen und nur für wenige Einzelfragen ausreichend gesammelt, gesichtet und erörtert sind.[5]) Dem ausführenden Ingenieur und auch dem Forscher fällt es schwer, das für ihn Wissenswerte zu erfassen und nutzbar zu machen. Die Aufgabe, die Versuchsergebnisse sowie die zugehörigen Erfahrungen der ausführenden Ingenieure zu sammeln, nach gemeinsamen Gesichtspunkten zu betrachten und auftretende Lücken nach Möglichkeit zu schließen, also die Nutzbarmachung der jetzt vorliegenden, zu einem großen Teil nur von wenigen angewandten Erkenntnisse zu fördern, dürfte unter den heutigen Verhältnissen als eine besonders wichtige zu bezeichnen sein. Der Wirkungsgrad der technischen Arbeit ist hiervon abhängig.

4. Zur Beurteilung von Versuchsergebnissen, welche auf praktische Verhältnisse übertragen werden sollen. Ein großer Teil der Untersuchungen, welche auf Veranlassung der Bauindustrie und der Baubehörden zur Ausführung gelangen, sind Abnahmeprüfungen, also Feststellungen, ob die Stoffe usw. zahlenmäßig bestimmte Eigenschaften aufweisen. Soweit die jeweils aufgestellten Forderungen aus amtlichen Vorschriften entspringen und diese Versuche in großer Zahl auszuführen sind, pflegt eine gewisse schematische Handhabung einzutreten. Immerhin können die Erfahrungen damit bereichert werden. Die Abweichungen der einzelnen Versuche geben durch ihre Richtung und Größe ein wertvolles Bild der Gleichmäßigkeit oder Ungleichmäßigkeit der Fabrikation, gewähren auch Einblicke in die Zuverlässigkeit der liefernden Firma.

Soll eine weitergehende Beurteilung der Versuchsergebnisse stattfinden oder handelt es sich um Untersuchungen zur Vertiefung unserer Erkenntnisse über die Widerstandsfähigkeit bestimmter Konstruktionen, so ist zunächst festzustellen, ob die Versuche so ausgeführt wurden, daß die ermittelten Zahlen mit genügender Sicherheit auf die wichtigeren technischen Ausführungen übertragen werden können[6]). Es erscheint geboten, durch einige Beispiele die Bedeutung dieser Bedingung zu erläutern, da sie auch heute noch sehr oft außer acht gelassen wird.

---

[1]) Vgl. dazu als sehr lehrreiches Beispiel die Entwicklungsgeschichte des Brückenbaus, ferner als Beispiele aus der neueren Technik den Gasmaschinenbau (Z. d. V. d. I. 1905, S. 273 u. f.) den Elektromaschinenbau (Z. d. V. d. I. 1921, S. 631), die Maschinenelemente (Z. d. V. d. I., 1921, S. 237, betreffend Gedanken zur Geschichte des Maschinenbaus von R. Baumann).

[2]) Vgl. R. Sonntag, Heft 225 der Forscherarbeiten auf dem Gebiete des Ingenieurwesens, 1920.

[3]) Vgl. z. B. Deutsche Bauzeitung, Mitt. über Zement-, Beton- und Eisenbetonbau, 1921, S. 46 u. f.

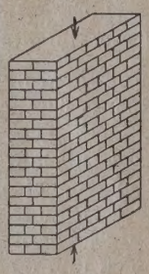
[4]) Vgl. Graf, Die Druckfestigkeit von Zementmörtel, Beton, Eisenbeton und Mauerwerk usf., Stuttgart 1921, S. V.

[5]) Vgl. dazu Heft 227 der Forscherarbeiten auf dem Gebiete des Ingenieurwesens (Die Druckelastizität und Zugelastizität des Betons. 25 Jahre Forschungsarbeit auf dem Gebiete des Betonbaues), S. 1, ferner die in Fußbemerkung 4 bezeichnete Schrift, Seite III u. f.

[6]) Vgl. C. Bach, Zeitschrift des Vereines deutscher Ingenieure, 1895, S. 490.

a) Versuche mit Mauerwerk. Bei Ausführung von Mauerwerksbauten beschränken sich die Untersuchungen in der Regel auf die Feststellung der Druckfestigkeit der Mauersteine; aus den Ergebnissen solcher Versuche wird nicht selten auf die Widerstandsfähigkeit des mit den geprüften Steinen hergestellten Mauerwerks geschlossen. Demgegenüber zeigen die in Zusammenstellung 1 eingetragenen Feststellungen[7]), daß die Widerstandsfähigkeit vom Mauerwerk nur durch Prüfung großer Mauerkörper ausreichend sicher beurteilt werden kann. Dieses Ergebnis dürfte namentlich vor der Anwendung der sogenannten „Sparbauweisen" scharf im Auge zu behalten sein.

Zusammenstellung 1.

1	2	3	4	5
Reihe	Bauart	Herstellung	Druckfestigkeit in kg/qcm: Versuche 1910	Druckfestigkeit in kg/qcm: Versuche 1919
a		ganze Steine	373	471
b		halbe Steine durch Auseinandersägen ganzer Steine gewonnen	314	
c		wie *b*, mit Portlandzement vermauert	274	
d		wie *c*, jedoch mit Zementmörtel 1:4 vermauert	203	
e		Quader aus 8 ganzen Steinen, mit Zementmörtel 1:4 vermauert	144	
f		Mauerwerkskörper aus 70 ganzen, 140 Dreiviertel- und 10 Halbsteinen, mit Zementmörtel 1:4 vermauert	102	50 mit Kalkmörtel vermauert

b) Beton. Die Rechnung nach den deutschen Eisenbetonvorschriften liefert für die Druckfestigkeit $\sigma_{b\,max}$ des Betons in Eisenbetonbalken Werte, die größer sind als die Würfelfestigkeit K desselben Betons[8]). Hieraus ist neuerdings geschlossen worden[9]), daß die Ermittlung der Druckfestigkeit des weich oder flüssig hergestellten Betons zu praktisch falschen Ergebnissen führe, wenn die Druckfestigkeit dieses Betons an Würfeln festgestellt werde, auch wenn die Würfelprobe in der bisher üblichen Weise nur als Vergleichsprobe angesehen wird. Dazu kann bemerkt werden, daß ausreichende Feststellungen über die Druckfestigkeit (Würfelfestigkeit) des Betons in Eisenbetonbauten im Vergleich mit der Festigkeit gleichzeitig hergestellter Würfel noch nicht bekannt sind[10]). Der oben bezeichnete Unterschied von $\sigma_{b\,max}$ und K dürfte in der Hauptsache eine Folge des Rechnungsgangs sein, welcher unter Voraussetzungen erfolgt, die für hohe Beanspruchungen des Betons auch nicht annähernd zutreffen; im Zusammenhang damit erwies sich das Verhältnis von $\sigma_{b\,max}$: K abhängig von der Größe des Bauteils, der Anordnung der Last usw. Es ergibt sich nach dem heutigen Stande unserer Erkenntnisse, daß die bisherige Prüfung des Betons an sich als Vergleichsprobe zunächst beibehalten werden kann. Hiernach würde die Frage entstehen, ob eine Erhöhung der Anstrengung des Betons in der Druckzone von Eisenbetonbalken allgemein oder in gewissen Fällen zulässig ist, wenn das derzeit übliche Rechnungsverfahren beibehalten wird.

c) Holz. Die Zugfestigkeit des Holzes wird in der Regel an kleinen Stäben aus fehlerfreiem Holz derart ermittelt, daß die Zugkraft parallel den Fasern wirkt. Bei Holzkonstruktionen aus gewöhnlichem Bauholz besitzen aber die Zugstäbe naturgemäß mehr oder minder die Mängel, welche dem Holz eigen sind (Aststellen, Fasern nicht an allen Stellen parallel der Zugkraft, Veränderlichkeit der Zuganstrengung über den Querschnitt abhängig von der Verteilung des Früh- und Spätholzes, der Lage des Kerns usw.); infolgedessen muß die Zugfestigkeit großer Stäbe, wie sie bei Hochbauten verwendet werden, erheblich kleiner ausfallen als bei den üblichen kleinen Stäben aus fehlerfreiem Holz. Dabei ist ganz abgesehen von den Anstrengungen, welche an den Verbindungsstellen der Hölzer hinzutreten. Nach den bisher vorliegenden Versuchen mit Holzverbindungen aus Fichtenholz ging die Festigkeit großer Stäbe, die zahlreiche Aststellen aufwiesen, herunter bis auf etwa $^1/_3$ der Zugfestigkeit fehlerfreier kleiner Stäbe. Bei Biegungsversuchen[11]) sind ähnliche Feststellungen gemacht worden.

5. Bauten als Versuchskörper. Die Ergebnisse von Probebelastungen an Bauwerken gestatten in der Regel keinen Schluß auf die Widerstandsfähigkeit (Höchstlast) derselben[12]). Wenn hiernach entscheidende Feststellungen nur mit Hilfe von Bruchversuchen erlangt werden können, wie sie in Versuchsanstalten ausgeführt werden, auch in größerer Zahl an Ausstellungsbauten und Industriebauten, die abzubrechen waren, vorgenommen worden sind, so würde es doch für die weitere Entwicklung des Bauwesens, namentlich mit Rücksicht auf die Bestrebungen, welche eine Erhöhung der zulässigen Anstrengungen zum Ziele haben, zweckmäßig sein, wenn einzelne wichtige Bauwerke bei der Herstellung und bei der späteren Benutzung fortlaufend durch sachkundige Ingenieure auf ihren Zustand und durch Messungen usw. beobachtet würden. Der Feststellung der tatsächlichen Belastung wäre besonderer Wert beizulegen. Gewisse Fragen können eben nur durch Feststellungen an Bauwerken der Praxis bestimmt beantwortet werden, wie dies z. B. bei der Frage des Rostschutzes des Eisens im Beton begonnen ist und zu weitgehender Klarstellung geführt hat[13]). Bei den Bauweisen, welche in den letzten Jahren wieder oder neu eingeführt sind, wird die Schaffung solcher Erfahrungsgrundlagen als besonders wichtig bezeichnet.

(Fortsetzung folgt).

[7]) Vgl. Graf, Die Druckfestigkeit von Zementmörtel, Beton, Eisenbeton und Mauerwerk, 1921, S. 73 u. f.

[8]) Vgl. Heft 19 des deutschen Ausschusses für Eisenbeton, 1912, S. 1 bis 3.

[9]) Bauingenieur, 1921, S. 229 u. f.

[10]) Über Versuche mit Stampfbeton vgl. Berndt und Preuss, Heft 36 des deutschen Ausschusses für Eisenbeton, 1915; über ältere Feststellungen an Eisenbeton vgl. Handbuch für Eisenbetonbau, 1912, 2. Auflage, Band 1, S. 448 und 449. Hinsichtlich der Wirkung von Belastungen auf weich angemachten Beton während des Erhärtens vgl. die Fußbemerkung 4 bezeichnete Schrift, S. 9 und 10.

[11]) Vgl. u. a. Talbot, Bulletin Nr. 41 der Engineering Experiment Station an der University of Illinois, 1909, S. 38.

[12]) Vgl. z. B. Handbuch für Eisenbetonbau, 2. Auflage, Band 1, S. 505; Heft 27 des deutschen Ausschusses für Eisenbeton, S. 18, Ziffer 15.

[13]) Vgl. Handbuch für Eisenbetonbau, 3. Auflage, Band 1, S. 359 u. f.

Zur Ästhetik der Ingenieurbauwerke II[1]).

Von Dr.-Ing. Werner Lindner, Berlin.

Unter den Bauingenieuraufgaben unserer Zeit stehen diejenigen wasserwirtschaftlicher Art obenan. Sind es teils weitschauende, aber noch nicht spruchreife Pläne, so befinden sich doch andere bereits in fortgeschrittenen Graden der Ausführung. Gerade die Größe und Weitverzweigtheit und die volkswirtschaftliche Bedeutung dieser Arbeiten haben die Notwendigkeit, die gute äußere Gestalt der Bauten im ganzen und im einzelnen und ihren guten Zusammenklang mit der näheren und weiteren Umgebung mit voller Überlegung und mit geschulten Kräften, also vielfach im Zusammenwirken von Ingenieur und Architekt herbeizuführen, nicht nur in den Kreisen der Berufenen, sondern auch in der Öffentlichkeit mehr und mehr erkennen lassen. Derartige bedeutende Aufgaben üben nun unmittelbar und mittelbar mit ihrem Drum und Dran zugehöriger oder durch sie veranlaßter Bauten auf weite Landesteile einen erheblichen Einfluß aus. Damit tragen sie ein Wesentliches zu der allgemeinen Erkenntnis bei, daß man technische Bauwerke in sogen. „landschaftlich hervorragenden Gegenden" nicht vor solchen in der Ebene oder sonstwo abseits von den Großartigkeiten der deutschen Natur und auch Kultur, und daß man ebenso wenig die umfangreichen Werke vor den kleinen und allerkleinsten bevorzugen darf. Eine derartige Wertabstufung wäre ja vor allem deshalb unsinnig, weil erfahrungsgemäß ein kleiner, einfacher Baukörper nach Haltung und gutem Ausdruck des Verhältnisses zu seiner Nachbarschaft gegenüber einer größeren zusammengesetzten Baugruppe häufig ganz besondere ästhetische Konzentration verlangt und viel weniger Möglichkeiten einwandfreier Lösungen in sich schließt.

Mit den ihrem Umfang entsprechend auch großzügig aufgefaßten neuen Bauaufgaben und mit den durch sie bedingten starken Eingriffen in das Landschaftsbild wachsen die ästhetischen Probleme des Ingenieurbaus ganz außerordentlich. Hat sich der Ingenieurbau im Vergleich zum Hochbau mit dessen miteinander sehr viel verwandteren, langsamer entwickelten Aufgaben schon von Anfang an mit einer spärlicheren Geschichte, mit viel weniger häufigen lehrreichen Wiederholungen und Ähnlichkeiten begnügen müssen, so reichen die neuesten Arbeiten in mancher Hinsicht vollends aus Vergleichsgebieten heraus. Zwar wird es offensichtlich nicht wieder solch ein Vorwärtsstürzen der Technik geben, wie besonders im Eisenbau in der zweiten Hälfte des 19. Jahrhunderts, mit dem ein gesundes, naturberechtigtes Durchdringen der Werke mit schönheitlichem Geist einfach nicht Schritt halten kann. Aber selbst wenn nun bei einer maßvolleren Weiterentwicklung, auf die wir doch auf Grund der in den letzten Jahrzehnten geäußerten Kulturgesinnung zählen dürfen, der Wille zum guten Gestalten da ist, muß doch gefragt werden, ob der nötige Gleichschritt von technischem und unerläßlichem künstlerischen Vermögen bereits erreicht ist.

Man ist scheinbar auf dem richtigen Wege, ohne daß bis heute vollständig klar erkannt ist, auf welches Ziel in der Vereinigung des Praktischen mit dem Schönen man zusteuern soll.

Außerordentlich viele unter den in Orts- und namentlich in Landschaftsbilder einzufügenden Ingenieurbauten sind reine Hochbauten, nur zum geringen Teil auf Wohn- und Unterkunftsbedürfnisse für Menschen eingestellt, mehr als raumumschließende Bauwerke für Maschinenanlagen. Nun ist es ein Unding, grundsätzlich an solche technischen Hochbauten im wesentlichen andere schönheitliche Anforderungen zu stellen als an unsere gewöhnlichen Wohn- und Wirtschaftsbauten. Sind uns die Grundlagen für die gute Gestaltung der letzteren vertraut, und wird der andersartige Zweck der Ingenieurbauten nicht durch willkürlich ähnliches oder gegensätzliches, sondern durch folgerichtig entwickeltes Durchbilden der an diese Werke zu stellenden Anforderungen zum Ausdruck gebracht, so läßt sich also auch unmittelbar für die Ingenieurbauten die Nutzanwendung ziehen. Es ist klar, daß von irgendwelchen Stileigentümlichkeiten oder von persönlich-individuellen Auffassungen hier keinerlei Rede ist, sondern daß es sich um die unumstößlichen Gesetze handelt, die für vernünftiges Bauen aus den wirtschaftlichen, baulichen und schönheitlichen Forderungen schlechthin gegeben sind.

Die Gegenwart bemüht sich mit Erfolg darum, diese Grundlagen klar zu erkennen und sich zu eigen zu machen. Das in meinen vorigen Ausführungen (Heft 8 d. J.) genannte Werk von Steinmetz „Grundlagen für das Bauen in Stadt und Land" darf als zuverlässigste Arbeit in diesem Sinne angesehen werden. Daß Stellen wie die „Deutsche Gesellschaft für Bauingenieurwesen" derartigen zeitgemäßen Überlegungen, soweit sie ihrem Arbeitsgebiet und ihrem Fach zukommen, lebhafteste Beachtung schenken, muß freudig begrüßt werden.

In dem Steinmetzschen Werk werden an Hand vorbildlicher alter Beispiele und typischer Aufgaben des Tages vor allem die Begriffe „Körper" und „Raum" in ihrer Gesamtbildung und in ihren Teilen und Elementen, sowie in ihrem Einfluß auf ihre Umgebung dargestellt. Gute Körper- und Raumgestaltung unterliegt erkennbaren Gesetzen, an deren Befolgung auch der noch so eigenartig schaffende Künstler ebenso wie der „nüchterne Praktiker" gebunden sind, die anderseits dem Nichtkönner das Geheimnis eines praktisch und zugleich schönheitlich guten Werkes höchstens theoretisch zu offenbaren vermögen. Dabei handelt es sich, wie gesagt, um Betrachtungen und Forderungen, die uneingeschränkt auch auf die Ingenieurbauten anzuwenden sind. Es muß allerdings beachtet werden, daß bei der Brücke, dem Stauwehr und manch anderem Ingenieurwerk namentlich in reiner Eisenkonstruktion der Begriff „Raum" mehr oder minder fortfällt, daß außergewöhnliche Wirkungen im Fernbild u. a. sich scheinbar aus den Voraussetzungen bei jenen normalen Aufgaben des Hochbaues nicht entwickeln lassen, ja unter Umständen sogar den üblichen ästhetischen Forderungen des Haus- und Städtebaues zu widersprechen scheinen. Der Vergleich mit der Entwicklung des Maschinenbaues und des Schiffbaues, die fernab von den Regeln der Hochbaukunst schöne Gebrauchsformen aus dem reinen Zweck der Aufgabe schufen, könnte es ja, wenn es dessen bedürfte, rechtfertigen, daß in der Tat ein weites Gebiet rein gefühlsmäßig gehandhabter, nicht in dem Umfange und in der Art wie in der Architektur sozusagen geschichtlich erprobter und bewährter Ästhetik auch in den Bauingenieurwerken, namentlich im Eisenbrückenbau, eine große Rolle spielt.

Doch je weiter sich die Technik auf verhältnismäßig oder ganz neues Land begibt, je außergewöhnlichere, bedeutungsvollere Aufgaben ihr die Zeit stellt, um so mehr muß sie es anstreben, sich bewußt die bisher geklärten, sie mit den Hochbauaufgaben aufs natürlichste und engste verbindenden Grundlagen ganz und gar zu eigen zu machen. Es wird sich erweisen, daß die Ästhetik außergewöhnlicher Konstruktionen und besonderer Aufgaben in keiner Weise jener der üblichen Hochbauten zuwiderläuft, daß man sich vielmehr zu ihr auf geradem Wege aus vertrauterem Gebiet vortasten kann. Die Schulung, an die dabei gedacht ist, soll natürlich eine grundsätzliche sein. Die Vergleiche dürfen den Blick für die den andersartigen Aufgaben, für die den andersartigen Baustoffen und den aus ihnen entwickelten Konstruktionen innewohnenden Gesetze in keiner Weise behindern.

Man mißverstehe nicht: Schönheit ist eine gefühlsmäßige Angelegenheit. Die Aufgabe, einem Bauwerk auch den sichtbaren, befriedigenden Ausdruck seiner wirtschaftlichen und konstruktiven Abgewogenheit zu geben, verlangt wirklich ein ästhetisches Können, kann also nicht etwa durch Ablesen an verwandten Beispielen gewonnen oder sonstwie mechanisch gelernt werden. Aber die zuverlässigen Grundlagen für das Bauen, das gute Räume- und Körper-Schaffen über einem Grundriß und in einem Querschnitt, die von vornherein die Räume zu einem Organismus zu ordnen und den guten klaren körperlichen Ausdruck der Raumerfordernisse anzustreben trachten, das maßstäblich richtige Gliedern, das Entwickeln der Formen aus Baustoff, Aufgabe und Rücksicht auf Lage und Umgebung sind Angelegenheiten, die aufs sorgfältigste gelehrt und gelernt werden müssen. Wie weit dann, nach dem Erfassen dieser Begriffe, die Ingenieurbauaufgabe im Einzelfalle durch Zusammenarbeiten des Bauingenieurs und des Architekten oder durch den ersteren allein zu lösen ist, ergibt sich ganz von selbst aus dem von allen Beteiligten zu verlangenden Respekt vor der unerläßlichen Erfüllung der jeder Aufgabe innewohnenden schönheitlichen Gebote.

Neben wirklich vorbildlichen Werken des Hochbaus sollten zur Schulung des ästhetischen Gefühls weit mehr noch als bisher die trefflichen Ingenieurbauten vergangener Jahrhunderte zu Rate gezogen werden. Ihnen haftet, im Gegensatz zu gewissen Hochbauten, nur ausnahmsweise etwas gefährlich Romantisches an, das den Blick vom Wesentlichen ablenken könnte. Daß sie vielfach nicht mit der heute gebotenen sparsamen Verwendung der Baustoffe rechnen und daß sie auch sonst vielfach technisch überholt sind, also gar nicht mehr als unmittelbare Vorbilder dienen können, fällt hier nicht ins Gewicht. Denn ihr grundsätzlicher Wert, auf dessen Erkennen es ankommt, liegt vor allem in dem regelmäßig so sicher gefundenen harmonischen Ausdruck ihrer Zweckbestimmung. Die außerordentliche Sicherheit des an ihnen bekundeten, durch Stilzufälligkeiten und -eigenheiten in viel geringerem Maße als bei Hochbauten gebundenen Schönheitsgefühls darf im übrigen zum wesentlichen Teil daraus hergeleitet werden, daß ihre Schöpfer nicht Spezialisten waren, sondern Architekten und Ingenieure zugleich, wenn es sich nicht gar um universelle Genies bei ihnen handelte.

---

[1]) Vgl. Nr. 8/21. Wir geben den Ausführungen des Verfassers Raum, wenn diese auch vielleicht etwas zu sehr vom Standpunkt des Architekten geschrieben sind. Die Schriftleitung.

Geschichtliche Entwicklung, derzeitiger Stand und beabsichtigter Ausbau der Arbeiten zur Hebung der Wirtschaftlichkeit in Gewerbe und Industrie.

Nach einem Vortrag, gehalten in der Gründungsversammlung des „Reichskuratoriums für Wirtschaftlichkeit in Industrie und Handwerk" beim „Deutschen Verband technisch-wissenschaftlicher Vereine" von Prof. Schilling, Berlin.

Die Bestrebungen zur Hebung der Wirtschaftlichkeit in Gewerbe und Industrie, deren Verfolgung sich das Reichskuratorium zum Ziel gesetzt hat, sind nicht durchaus neu, sondern können schon auf eine längere Entwicklung zurückblicken.

Die Hauptträger der Facharbeiten auf diesen Gebieten sind:

1. Der Normenausschuß der Deutschen Industrie,
2. der Ausschuß für wirtschaftliche Fertigung,
3. die betriebstechnische Abteilung beim „Deutschen Verband technisch-wissenschaftlicher Vereine".
4. die Hauptstelle für Wärmewirtschaft.

1. Beim „Normenausschuß der Deutschen Industrie" waren der Ausgangspunkt sämtlicher Arbeiten die Normungsbestrebungen im Maschinenbau, die sich unter dem Druck der Kriegsverhältnisse im Jahre 1916 bemerkbar machten. Der gewaltige Bedarf an Kriegsgerät, die Vergebung großer Aufträge zu massenweiser Fertigung von Einzelteilen an Privatfirmen bedingten eine gewisse Einheitlichkeit in der Durchbildung der Konstruktionsteile und in den Grundsätzen der Fertigung, die bisher fehlte. Das Fabrikationsbüro in Spandau wurde geschaffen mit der Aufgabe, die Konstruktionszeichnungen auf die Möglichkeit einer fabrikationstechnisch richtigen Fertigung durchzuprüfen. Das war der Beginn der Normalisierung des Heeresgerätes.

Mit noch größerer Berechtigung wurde der Gedanke dieser Normalisierung dann auf die Friedensfabrikation übertragen. Im Mai 1917 wurde unter Beteiligung aller angesehenen industriellen Verbände, Firmen und Behörden der später als „Normenausschuß der Deutschen Industrie" bezeichnete Ausschuß begründet, dessen Veröffentlichungsorgan die Zeitschrift „Der Betrieb" wurde.

Die Schwierigkeiten, die der Ausschuß zu überwinden hatte, waren erheblich, denn zunächst mußten die Grundnormen, d. h. die Normungen für Zahlenreihen, Durchmesser, Abstufungen, Passungen geschaffen werden. Die ersten Ausarbeitungen waren daher auch nicht durchaus befriedigend und mußten z. T. später abgeändert werden. Jetzt aber finden sie immer mehr Anerkennung im In- und Auslande und auch Nachahmung.

Gründlich geklärt wurde zunächst die Frage der Passungen, Einheitswellen und Einheitsbohrung wurden parallel zueinander genormt. Die zahlreichen Gewinde sind auf zwei Systeme, das Whitworth-System und bei Schrauben unter $^1/_2$" das metrische Maß zurückgeführt. Ebenso ist die Schlüsselweitenfrage geklärt und es können demnächst eine große Anzahl von Normenblättern für Schrauben der Öffentlichkeit übergeben werden. Das ist von ausschlaggebender Bedeutung für die ganze Industrie. Ebenso ist die Normung von Werkzeugen z. T. durchgeführt. Der Ausschuß für Werkstoffe beschäftigt sich z. Zt. mit den vorbereitenden Arbeiten für die Zusammensetzung der Eisen- und Stahlsorten, bzw. Metallegierungen. Der Normenausschuß zählt z. Zt. 98 Unterausschüsse. Er befaßt sich jetzt auch mit Elektrotechnik, Bauingenieurwesen, den technischen Betrieben der Landwirtschaft und der Feinmechanik. Die Arbeiten dieses Ausschusses sind selbständig und werden vom Gesamtausschuß lediglich genehmigt.

2. Der „Ausschuß für wirtschaftliche Fertigung" wurde im März 1918 von der deutschen Industrie, dem „Verein deutscher Ingenieure" und dem damaligen Reichswirtschaftamt gegründet zum Zweck der Spezialisierung und Typisierung. Bezüglich der letzteren kam man aber bald zu dem Ergebnis, daß es sich dabei nur um die Aufstellung von Reihen für Leistungen, Umdregungszahlen, Hauptabmessungen usw., also im wesentlichen um Normung handele, so daß diese Arbeit an den Normungs-Ausschuß abgeben wurde. Die Frage der Spezialisierung wurde dagegen sorgfältig durchgearbeitet, namentlich wurden auch die einzelnen Möglichkeiten und Normen der Zusammenarbeit der Einzelbetriebe (Meistbegünstigungs-Verträge, Herstellungs- und Betriebsorganisationen) untersucht. Auch diese Arbeit ist als abgeschlossen zu betrachten. Die Selbstkosten-Berechnung ergab sich dabei als der einzige einwandfreie Maßstab für die Beurteilung wirtschaftlicher Maßnahmen, der Ausschuß hat daher versucht, im Einvernehmen mit den Verbänden, besonders dem „Verein deutscher Maschinenbau-Anstalten", einheitliche Grundlagen für die Selbstkostenberechnung zu schaffen, gegliedert nach Klein- und Mittelbetrieben, Handwerk, Massenfabrikation usw. Zur Zeit wird geprüft, welche Sonderarbeiten der Ausschuß etwa anzugreifen hat.

3. Die „Betriebstechnische Abteilung beim deutschen Verband technisch-wissenschaftlicher Vereine" ist anfangs 1918 geschaffen worden, nachdem sich ein plötzliches Erwachen des Interesses der Praxis für technisch-wirtschaftliche Fragen des Einzelbetriebes gezeigt und der Ausschuß für wirtschaftliche Fertigung das Material zunächst gesammelt hatte. Der zu bearbeitende Stoff gliedert sich in folgende Hauptgruppen: Werkstoffe und Abfallverwertung, Hand- und Maschinenarbeit und deren sachliche und persönliche Mittel, (Werkzeuge, Maschinen, Arbeiterfragen), Transportwesen und Betriebsanlagen; Energieerzeugung und -verteilung; Technik der Selbstkosten-Berechnung und der inneren Organisation, technische Leistungs- und Lieferungsbedingungen und fachpolizeiliche Vorschriften.

Die Kostenfrage spielt dabei die Hauptrolle, also die Aufstellung einer wirtschaftlichen Bilanz. Die Frage ist zunächst am Beispiele der Energieverteilung im Betrieb untersucht worden, über die zwar viele einzelne technische Daten vorliegen, aus denen aber bisher nie die letzten Schlußfolgerungen gezogen worden sind. Die Arbeiten des Ausschusses auf diesem Gebiet fanden das Interesse der Industrie, und Großfirmen der mechanischen und elektrischen Kraftübertragung lieferten bedeutende Mittel zur Durchführung der erforderlichen Versuche.

Ähnlich liegt es im Gebiete des Transportwesens. Auch hier sind mit Unterstützung der Industrie Versuche zur Beschaffung der nötigen Unterlagen eingeleitet.

Bei den Werkstoffen spielt neben dem Kostenfaktor noch der Gütefaktor eine besondere Rolle. Man hat zunächst den ersten untersucht bei Gruppen, die wesentlich nur von den Kosten abhängen, wie die Arbeiten mit Spaten, Hacken, Hämmern usw., oder bei Arbeiten, die nur einen bestimmten Stoff benutzen. Es ist mit Werkzeug- und Werkzeugmaschinen-Fabriken und Forschungsanstalten zur Untersuchung der menschlichen Arbeit bereits zu gemeinsamer Arbeit in Verbindung getreten worden. Dann soll die Untersuchung der Gütefrage folgen und schließlich soll ein Vergleich bezüglich Kosten und Güte angestellt werden.

Die betriebstechnische Abteilung des Deutschen Verbandes hat auch die Frage der Selbstkostenberechnung vom Ausschuß für wirtschaftliche Fertigung zur weiteren Förderung übernommen.

4. Die Hauptstelle für Wärmewirtschaft ist am 1. Januar 1919 gegründet worden und hat ihre Aufgaben in völliger Selbständigkeit durchgeführt. Ihr sind beträchtliche Mittel von der preußischen Landeskohlenstelle überwiesen worden. Die Kohleforderungen der Entente, die zur Brennstoffersparung in allen Betrieben zwang, die Einsetzung des Reichskohlenrates im Jahre 1920 haben auf eine rasche Bearbeitung dieses Gebietes hingedrängt. Unsere Hochschulen, Forscher und nicht zum wenigsten die Industrie haben die technischen Mittel einer rationellen Wärmewirtschaft in den letzten Jahrzehnten schon wesentlich ergründet, so daß es hauptsächlich auf ihre sachgemäße Übertragung in die Praxis ankam. Die Hauptstelle für Wärmewirtschaft konnte daher in verhältnismäßig kurzer Zeit gute Erfolge zeitigen.

Es fragt sich nun, wie die Ergebnisse dieser Arbeiten in die Praxis umzusetzen sind. Sobald das Gebiet in der Praxis Beachtung gefunden hat und der einzuschlagende Weg klar vor Augen lag, ist bisher ein namhafter Fachmann aus der Praxis als Führer gewonnen worden. Diesem liegt die Weiterentwicklung des Gebietes und die Fühlung mit den Fachverbänden und deren Ortsgruppen ob, mit denen sie gemeinsam an die Betriebe herantreten sollen. Auch Wanderausstellungen und Vortragkurse sollen diesem Zweck dienstbar gemacht werden. Ebenso ist der technische Nachwuchs zu beeinflussen durch die technischen Schulen aller Art, wobei gemeinsam mit dem „Deutschen Ausschuß für technisches Schulwesen" gearbeitet wird. Wichtig für die Verbreitung ist ferner die Art der Veröffentlichung der Ergebnisse, die in kurzer prägnanter Form erfolgen muß. Dazu dienen die „Betriebsblätter", die sich vor allem an Arbeiter, Vorarbeiter und Büroangestellte wenden. Auch die Fachpresse ist heranzuziehen, namentlich solange die Fragen noch nicht ganz geklärt sind.

Durch die Arbeiten sollen allmählich alle Industriezweige erfaßt werden, deshalb ist auch die betriebstechnische Abteilung dem „Deutschen Verbande technisch-wissenschaftlicher Vereine" angegliedert worden. Davon und von der Bildung des Reichskuratoriums wird ein Anwachsen des Interesses und die Beteiligung weiterer Kreise erhofft.

Der Gefahr, daß die ganze Bewegung in ein bürokratisches Fahrwasser geleitet werden könne, dürfte durch Schaffung des Reichskommissariates im Juni 1920 vermieden sein, daß alle diese Bestrebungen zusammenfassen soll mit der ausgesprochenen Tendenz der Führung der Arbeiten durch die Industrie selbst. Im Auslande ist es nicht überall geglückt, diese Klippe der behördlichen Organisation zu umschiffen. Nur in Amerika ist die Entwicklung eine ähnliche wie bei uns gewesen. Das „National Research Council" nimmt dort eine ähnliche Stelle ein wie unsere betriebstechnische Abteilung und verfügt über sehr bedeutende Mittel. Daneben besteht das „Bureau of Standards", das unserem Normenausschuß verglichen werden kann.

Um den Bestrebungen zu glücklichem Erfolge zu verhelfen, müssen allerdings alle parteipolitischen Strömungen ausgeschaltet werden, wofür der Deutsche Verband ja eine Garantie bietet. Das wird ebenso vom Reichskuratorium gelten, trotzdem sich dieses an die Industrie anlehnt, denn diese hat selbst das größte Interesse an objektiver, neutraler Durcharbeitung des Stoffes, wie sie anderseits auch bürokratische Beeinflussung ablehnt. Wird an diesen Grundsätzen festgehalten, so kann aus der eingeleiteten Gemeinschaftsarbeit das Ziel erreicht werden, vor dem Auslande auch in der Wirtschaftlichkeit der Betriebe einen Vorsprung zu bekommen, den wir bei unserer wirtschaftlichen Lage dringend brauchen. —

Schriftleitung: Reg.-Baumeister Fr. Eiselen, Berlin-Lichterfelde, Karlstr. 99. — Verlag von Julius Springer in Berlin W. — Druck von H. S. Hermann & Co. in Berlin SW.

MITTEILUNGEN
der
DEUTSCHEN GESELLSCHAFT FÜR BAUINGENIEURWESEN
Schriftleitung: Regierungs-Baumeister Fr. Eiselen. Berlin-Lichterfelde, Karlstraße 99. Telephon: L. 1040.
(Geschäftsstelle der Gesellschaft: Berlin NW. 7, Sommerstraße 4a. Tel.: Centrum 15207—15212).
2. Jahrgang | 15. Oktober 1921 | Nr. 19

AUS NEUEREN VERSUCHEN MIT BAUSTOFFEN UND BAUKONSTRUKTIONEN.

Von Otto Graf, Stuttgart.

(Fortsetzung von Seite 70.)

B. Versuchsergebnisse.

1. Bindemittel und Zusätze zu solchen.

a) Portlandzement, Eisenportlandzement, Hochofenzement. Über die Arbeiten zur wissenschaftlichen Erforschung der Vorgänge bei der Herstellung der hydraulischen Bindemittel, soweit sie bis etwa Mitte 1914 vorlagen, haben Kühl und Knothe eine zusammenfassende Darstellung veröffentlicht[14]). Weitere Berichte finden sich u. a. in der Zeitschrift „Zement" 1915 bis 1921.

In bezug auf die Einrichtungen zum Brennen und Mahlen des Portlandzementklinkers sind wesentliche Neuerungen zu erkennen[15]), die die fortdauernde Verbesserung der Zementfabrikation unterstützen dürften, wie sie vor der Kriegszeit an den jährlich steigenden Durchschnittszahlen der Normenfestigkeit und jetzt wieder an den Abnahmeproben zu verfolgen ist. Mancherlei Aufgaben, u. a. betreffend die Bedeutung der Zemente mit hoher Anfangsfestigkeit[16]), der Mahlfeinheit[17]), Vergleich der Wertigkeit der Zemente nach der Normenprobe und nach der Widerstandsfähigkeit von Beton[18]), nach dem Grad der Abnahme der Festigkeit des Betons mit abnehmendem Zementgehalt[19]) und mit Zunahme des Wasserzusatzes, des Erhärtungsverlaufs usw.[20]) sind mehr oder minder eingehend verfolgt worden und haben erneut gezeigt, daß es wirtschaftlich von hohem Nutzen sein kann, der Ausführung größerer Bauwerke sorgfältige Untersuchungen über die Wahl und die Ausnutzung des Zements vorangehenzu lassen.

Über das Verhalten des Zementmörtels und Betons im Seewasser[21]), säurehaltigen Wässern, Salzlösungen usw.[22]) sind die Kenntnisse wesentlich bereichert worden. Über die Wirkung der Feinde des Zements fanden sich damit wertvolle Aufschlüsse, doch harrt hier noch ein weites Feld der tieferen Bearbeitung.

Beim Eisenportlandzement und Hochofenzement ist wiederholt die Lagerbeständigkeit verfolgt worden, die nicht unbeachtet bleiben sollte, wenn solche Zemente nach der Herstellung längere Zeit auf dem Transport oder im Lager bleiben[23]).

b) Gips. Hier ist auf die Versuche zu verweisen, über die Slater und Anthes berichtet haben[24]). Sie zeigen u. a. bedeutende Abnahme der Druckfestigkeit bei Wassersättigung, sehr erhebliche Abhängigkeit der Geschwindigkeit der Zunahme der Festigkeit mit steigendem Alter von der Lufttemperatur und in Verbindung damit von der Möglichkeit des Austrocknens, weit ausgeprägter als dies bei Zementmörtel und Zementbeton aufzutreten pflegt[25]).

c) Andere Bindemittel. Zusätze zu solchen. Zahlreiche Versuche sind von verschiedenen Seiten über die Wirkung des Traßmehls im Zementbeton angestellt worden[26]). Neuere Versuche des Verfassers ergaben, daß gewisse Steinmehle auf die Festigkeit des Betons und auch auf die Wasserdurchlässigkeit des Betons in ähnlicher Weise einwirken können wie das rheinische Traßmehl[27]), was namentlich für Baustellen wichtig sein dürfte, die das Traßmehl aus großer Entfernung beziehen müssen.

Über die Eigenschaften von Bindemitteln, die angeblich unter Verwendung von feingemahlenem Anhydrit, Braunkohlenasche, Ölschiefer erzeugt werden oder werden sollen, liegen Veröffentlichungen, die eine bestimmte Beurteilung ermöglichen würden, dem Verfasser nicht vor.

2. Versuche mit Mauerwerk.

a) Über die Versuche mit Quadermauerwerk berichtete Moser im 14. Heft der Mitteilungen der Materialprüfungsanstalt an der Eidgenössischen Technischen Hochschule in Zürich[28]). Die Versuchskörper waren Pfeiler von 60 bis 130 cm Höhe und rd. 400 bis 1600 qcm Querschnitt, besaßen also gegenüber den üblichen Abmessungen der Pfeiler und Mauern in Bauwerken verhältnismäßig kleine Abmessungen. 3 Monate alte Körper aus Schweizer Sandstein bzw. aus Kalkstein, mit fettem Zementmörtel vermauert, lieferten Druckfestigkeiten von 251 bis 533 kg/cm², entsprechend 26 bis 72 vH der Würfelfestigkeit des verwendeten Gesteins.

b) Die unter a bezeichneten Untersuchungen erstreckten sich ferner auf Pfeiler aus Schichtenmauerwerk und Bruchsteinmauerwerk; diese ergaben bedeutend kleinere Druckfestigkeiten als Quadermauerwerk, wie zu erwarten stand.

In Stuttgart[29]) gelangten für das städtische Tiefbauamt größere Pfeiler mit rd. 2000 bis 5000 qcm Querschnitt aus Bruchsteinen von plattigem Muschelkalk zur Ausführung, vergl. Abb. 1 u. 2, und zwar derart, daß die Hohlräume durch Feinbeton bzw. durch Mörtel mittelst Schaufel und Kelle gefüllt wurden.

---

14) Die Chemie der hydraulischen Bindemittel. Wesen und Herstellung der hydraulischen Bindemittel, 1915.

15) Vergl. u. a. Naske, Zeitschrift des Vereines deutscher Ingenieure 1920, S. 980 ff., 1921, S. 495 ff.

16) Vergl. u. a. Deutsche Bauzeitung, Mitteilungen über Zement, Beton- und Eisenbetonbau 1921, S. 46.

17) Killig, „Zement" 1921, S. 446 ff.

18) Graf, Die Druckfestigkeit von Zementmörtel, Beton, Eisenbeton und Mauerwerk, Stuttgart 1921, S. 24 ff.

19) Vergl. die in Fußbem. 18 bezeichnete Schrift, S. 26 ff., ferner Burchartz, Mitt. des Materialprüfungsamtes Dahlem 1915, S. 113 ff.

20) Burchartz, Mitt. des Materialprüfungsamtes Dahlem 1917, S. 101 ff. sowie in der unter Fußbem. 18 bezeichneten Schrift, S. 21 ff.

21) Gary, Mitt. des Materialprüfungsamtes Dahlem 1919, S. 132 ff.

22) Vergl. Nitzsche, Armierter Beton 1916, S. 167 ff., sowie „Zement" 1920, S. 37 ff. (Verhalten von Zementmörtel in sulfathaltigem Grundwasser); Burchartz, Mitt. des Materialprüfungsamtes Dahlem 1915, S. 229 ff.; Kayser, Armierter Beton 1916, S. 159 ff. (Betonfundamente in Moorboden); Mörsch „Eisenbetonbau", 5. Aufl. 1920, S. 35 ff.

23) Vergl. die in Fußbem. 18 angegebene Schrift, S. 26.

24) Tests of plain and reinforced Gypsum Specimens, Journal of the Western Society of Engineers 1919, S. 399 ff.

25) Vergl. die in Fußbem. 18 bezeichnete Schrift S. 18, sowie S. 87 ff.

26) Vergl. u. a. Ostendorf, Sonderdruck aus der Zeitschrift für Bauwesen 1913 (Verwendung von Zement-Kalk-Traßbeton am Rhein-Herne-Kanal); Martin, „Beton und Eisen" 1914, S. 286; Graf, Heft 43 des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton 1920; Kühl, „Zement" 1921, S. 474.

27) Vergl. die in Fußbem. 18 bezeichnete Schrift, S. 38, sowie S. 46 ff. Aus diesen Feststellungen werden unter Ziffer 3 einige Beispiele mitgeteilt.

28) Die natürlichen Bausteine und Dachschiefer der Schweiz. Berichte von Erni, Grubenmann, Schüle, Zschokke und Moser, Zürich 1915.

29) Vergl. Graf, Die Druckfestigkeit von Zementmörtel, Beton, Eisenbeton und Mauerwerk 1921, S. 70 und namentlich S. 74.

3 Monate alte Pfeiler lieferten im Durchschnitt

mit Füllung aus 1 Zement, 2 Kalk, 5 Sand, 10 Feinkies (58 kg/cm² Betonfestigkeit) 49 kg/cm²,
„ „ aus 1 Zement, 2½ Sand, 5 Feinkies (122 kg/cm² Betonfestigkeit) . . . 60 „ ,
„ „ aus 1 Zement, 2½ Sand (245 kg/cm² Mörtelfestigkeit) . . . . . 116 „ .

Das Gestein besaß 400 kg/cm² und mehr Würfelfestigkeit, war nicht hochwertig und überdies sehr verschiedenartig nach Form und Größe.

c) Nicht selten kommt die Verwertung der Bruchsteine als Einlagen im Beton[30]) in Betracht. Es fand sich für 28 Tage alte Quader

α) aus 1 Zement, 5 Sand, 10 Feinkies (je Raumteile) die Druckfestigkeit zu . . . . . 25 kg/cm²,
aus 1 Zement, 5 Sand, 10 Feinkies, 12 Bruchsteinen die Druckfestigkeit zu . . . . . 76 „ ,
β) aus 1 Zement, 2,5 Sand, 5 Feinkies die Druckfestigkeit zu . . . . . 102 „ ,

β) bei Verwendung von Handschlagziegeln von 166 kg/cm² Normenfestigkeit, vermauert mit Weißkalkmörtel, die Bruchlast zu 61 000 kg, d. i. 15 kg/cm².

3 Monate alte Pfeiler mit denselben Abmessungen ergaben

α) mit Winkelsteinen von 78 bis 87 kg/cm² Druckfestigkeit und verlängertem Zementmörtel von 85 kg/cm² Druckfestigkeit die Bruchlast zu 128 000 kg, d. i. 32 kg/cm²,
β) mit Maschinenziegeln von 220 kg/cm² Normenfestigkeit, mit Weißkalkmörtel von 6,5 kg/cm² Druckfestigkeit vermauert, die Bruchlast zu 86 000 kg, d. i. 21 kg/cm².

Die Bruchlasten der Pfeiler aus Betonformsteinen sind bedeutend höher ausgefallen als diejenigen der Backsteinpfeiler. Die Backsteinpfeiler zeigten ferner größere Zusammendrückungen. Bei Beurteilung dieser Ergebnisse wird in erster Linie die geringere Fugenzahl und auch der bessere Mörtel bei den Formsteinpfeilern zu beachten sein.

Gleichzeitig ausgeführte Versuche über den Wärmedurchgang der beiden Mauerwerksarten lieferten keine wesentlichen Unterschiede.

Abb. 1. (links) Bruchsteinmauerwerk nach dem Aufmauern. Fugen nicht verputzt.

Abb. 2. (rechts) dgl. zur Prüfung vorbereitet.

Abb. 3. (Mitte) Betongrund mit Bruchsteineinlage 1 : 2,5 : 5 : 7,5.

aus 1 Zement, 2,5 Sand, 5 Feinkies, 7,5 Bruchsteinen die Druckfestigkeit zu . . 129 kg/cm².

Das Bruchgefüge eines Quaders zur zweiten Reihe unter β (55 cm Kantenlänge) zeigt Abb. 3.

Die Bruchsteine besaßen ein Durchschnittsgewicht von rd. 2 kg; sie wurden bei vorstehenden Versuchen mit dem Beton in der Maschine zusammengemischt, was allerdings bei den zurzeit handelsüblichen Mischmaschinen nur ausnahmsweise ohne weiteres ausführbar sein dürfte.

d) Versuche mit Formsteinkörpern aus Beton. Über die Widerstandsfähigkeit von Pfeilern oder Wänden aus Formsteinen im Vergleich mit Backsteinmauerwerk liegen bemerkenswerte Mitteilungen über die Bauweise „Schnell" vor[31]). Die Formsteine waren nach den Zeichnungen des Berichtes winkelförmige Betonkörper von 7 cm Wandstärke und 30 cm Höhe. Pfeiler von 45.90 cm Querschnitt erhielten in jeder Schicht 4 Winkelsteine.

4 Jahre alte Pfeiler mit 45.90 = 4050 qcm Querschnitt und 4 m Höhe lieferten

α) bei Verwendung von Winkelsteinen mit einer Druckfestigkeit von 209 kg/cm², mit Zementmörtel vermauert, die Bruchlast zu 256 000 kg, d. i. 15 kg/cm².

[30]) Vergl. die in Fußbem. 29 angegebene Schrift, S. 43.

[31]) Beton und Eisen 1920, S. 117 ff. (Versuche, durchgeführt in der Versuchsanstalt der Technischen Hochschule Wien.)

e) Backsteinmauerwerk. Neuere Untersuchungen von Moser[28]), Quietmeyer[32]) sowie in der Materialprüfungsanstalt Stuttgart[29]) erstreckten sich namentlich auf die Feststellung des Einflusses der Eigenschaften des Mörtels, den Einfluß der Fugenhöhe usw. auf die Druckfestigkeit und Elastizität von Mauerwerk. Die Beziehungen zwischen Steinfestigkeit und Mörtelfestigkeit erscheinen noch nicht ausreichend geklärt.

f) Lehmsteinmauerwerk. Lehm. Hier ist namentlich auf die Untersuchungen von Gebauer[33]) zu verweisen. Kleine Mauerwerkskörper aus 3 Schichten lufttrockener Steine lieferten für die Druckfestigkeit Werte, die zwischen 9 bis 37 kg/cm² schwanken. Beobachtungen über den Einfluß der Wasseraufnahme aus feuchter Luft oder aus feuchtem Sand bestätigten die alte Erfahrung, daß Lehmsteine, welche Feuchtigkeit aufnehmen, erheblich an Widerstandsfähigkeit verlieren. Weitere Beobachtungen haben Nitzsche[34]) und Amos[35]) mitgeteilt. Über Erfahrungen aus der Versuchsstelle Zepernick berichtete Sonntag[36]).

(Fortsetzung folgt.)

[32]) „Bauingenieur" 1920, S. 393 ff.

[33]) Tonindustriezeitung 1920, S. 301 ff.

[34]) Tonindustriezeitung 1920, S. 1205 ff.

[35]) Prüfungsfragen im Lehmbau, Einfluß der Feuchtigkeit, Tonindustriezeitung 1921, Nr. 42, S. 341 ff.

[36]) Sparsame Bauweise, 1921, S. 111 ff.

ZUR FRAGE DER NORMUNG VON SAND UND KIES.

II.

In Nr. 12 der „Mitteilungen" vom 30. Juni d. Js. haben wir eine kurze Übersicht über die bisherige Stellungnahme zu dieser Frage gegeben und dabei schon erwähnt, daß auch der „Bund der Sand- und Kieswerke Deutschlands E. V." als in dieser Frage stark interessierte Körperschaft sich mit derselben inzwischen in seiner Hauptversammlung beschäftigt haben würde. Diese hat am 15. Juni d. J. in Weimar stattgefunden. Zur Vervollständigung unseres Berichtes geben wir daher nachstehend die wichtigsten Gesichtspunkte aus diesen Verhandlungen wieder:

Von Interesse ist zunächst die Stellungnahme der Geologen zu dieser Frage. Die Geologische Landesanstalt zu Berlin hat sich bereits mit ihr beschäftigt, und seitens ihres Abteilungsdirektors, Geh. Bergrats Keilhack wurde in der Versammlung darüber berichtet. Es sind seitens dieser Behörde bereits Vorschläge für eine Normung von Sand und Kies ausgearbeitet, die in der nachstehenden Tabelle zusammengestellt sind.

Vorschläge der Preuß. Geologischen Landesanstalt für eine Normierung von Schotter, Kies und Sand

Mehr als 50 vH sämtlicher Gemengteile haben eine Korngröße von mm:

Schotter		Kies		Sand			Staub	Ton
über 60	60—20	20—10	10—2	2—1	1—0,5	0,5—0,05	0,05—0,01	unter 0,01
Grobschotter	Feinschotter	Grobkies	Feinkies	Grobsand	Mittelsand	Feinsand	Staub	Ton

Mehr als 50 vH der Restgemeinde haben eine Korngröße von mm:

20—2	2—0,05	1—0,01	20—2	2—0,05	1—0,01	mehr als 20	2—0,05	1—0,01	2—0,05	1—0,01	20—2	1—0,01	20—2	unter 0,5	mehr als 2	unter 0,05	mehr als 0,05	unter 0,01	mehr als 0,05	0,05 bis 0,01
k.	s.	l.	k.	s.	l.	sch.	s.	l.	s.	l.	k.	l.	k.	l.	k.	st.	f.	t.	f.	st.

Abkürzungen: f. = feinsandig, k. = kiesig, l. = lehmig, s. = sandig, st. = staubig, sch. = schotterig, t. = tonig.

Der Berichterstatter gab dazu folgende Erläuterungen:

„Die erste Forderung für eine Normierung muß Unzweideutigkeit der Bezeichnung sein, in der Weise, daß durch ein einfaches Verfahren jede größere Sand- und Kiesprobe sich in eine der vorgeschlagenen Normen einreihen läßt.

Zweitens ist darauf Rücksicht zu nehmen, daß in der Natur reine Bildungen nur bei feineren Korngrößen vorkommen, bei den gröberen Bildungen immer Mengungen verschiedener Korngrößen vorliegen.

Erst in dritter Reihe ist die petrographische Zusammensetzung der Kiese und Sande zu berücksichtigen.

Von diesen Voraussetzungen ausgehend, schlägt die Geologische Landesanstalt vor, die losen, körnigen Bildungen zu gliedern in Schotter (über 20 mm Durchmesser), in Kiese (2—20 mm Durchmesser), in Sande (0,1—2 mm Durchmesser), in Staub (0,02—0,1 mm Durchmesser) und in Tone (unter 0,02 mm Durchmesser).

Die Schotter werden dann weiter nach der Größe gegliedert in Feinschotter und Grobschotter, die Kiese in Grobkiese und Feinkiese, die Sande in Grobsande und Feinsande. Diese Bezeichnungen werden substantivisch gebraucht und gelten für alle Vorkommen, in denen der Anteil der betreffenden Korngrößen mehr als 50 vH beträgt. Die Art der Restbestandteile wird als Eigenschaftswort dem Hauptwort beigefügt, und da unter diesen Restbestandteilen entweder die nächstgröbere oder die nächstfeinere Korngröße fast immer vorwaltet, so wird auch hierfür die Bezeichnung gewählt, die dem mehr als 50 vH betragenden Anteil am Rest zukommt. Danach lassen sich z. B. die Grobkiese in feinschottrige und feinkiesige Grobkiese, die Feinsande in grobsandigen oder staubigen Feinsand usw. bestimmen. Die petrographische Beschaffenheit, ob Quarz, Kalk, Dolomit, Glimmer, Granit usw. vorhanden sind, wird durch einen einfachen Zusatz, der die Mehrheit der Gemengteile bezeichnet, ausgedrückt, so daß man z. B. von kalkigen Grobschottern oder von sandigem Quarzkies oder von glimmerhaltigen Feinsanden sprechen kann.

Auf die Einwendung, daß der Name „Schotter" in der Industrie ausschließlich für eckige Kunstprodukte verwendet wird, ist zu bemerken, daß die Bezeichnung Schotter in der Geologie ganz allgemein für natürliche grobe Flußablagerungen angewendet wird, daß man in diesem Sinne von Rheinschottern, Muldeschottern usw. spricht, daß es aber keine Schwierigkeiten bereiten würde, dem Belange der Industrie durch Schaffung einer anderen Bezeichnung an Stelle von „Schotter" gerecht zu werden."

Die Geologische Landesanstalt beantragt darnach, zu den diese Frage betreffenden Arbeiten des Normenausschusses hinzugezogen zu werden.

Seitens der Kieslieferanten sprach sich Direktor Fr. Schulze von den Vereinigten Schleswig-Holsteinischen Kies- und Schotterwerken G. m. b. H. in Rendsburg nachdrücklich für eine Normalisierung aus, die von der Bezirksgruppe Norden des Bundes schon seit einiger Zeit angestrebt wird. Berichterstatter forderte eine Normierung in Gemeinschaft mit dem „Normenausschuß der Deutschen Industrie" Eine befriedigende Normung sei allerdings nicht leicht bei der Verschiedenartigkeit der dem Bunde angeschlossenen Sand- und Kieswerke, die sich in zwei Hauptgruppen für die Lieferung von „Edelkiesen" und „Baukiesen" trennen. Es sei daher nicht leicht, einheitliche Bezeichnungen zu finden, die auch den bisher üblichen Bezeichnungen in den verschiedenen Gegenden nach Möglichkeit entsprechen. Am einfachsten sei die Sache wohl bei den „Baukiesen", obgleich auch hier schon für die verschiedenen Verwendungsarten verschiedene Bezeichnungen zu wählen seien. Außerdem müßte vor allem aber auch die verschiedene Gewinnung berücksichtigt werden.

Von der Normierung erwarten die Kieslieferanten aber nicht nur eine einheitliche Bezeichnung, sondern mehr. Unter einer bestimmten einheitlichen Bezeichnung solle auch eine

ganz bestimmte Ware von einer ganz bestimmten Beschaffenheit sowohl in bezug auf Art als auch in bezug auf Körnung verstanden sein. Dies werde sicherlich auch zur Hebung der Industrie durch Ausschaltung unlauteren Wettbewerbes führen und es werde ein klareres Verhältnis zwischen Auftraggeber und Lieferer geschaffen, sobald erstere wissen, daß sie unter einer bestimmten einheitlichen Bezeichnung ein Material von einer bestimmten Art und Beschaffenheit zu verlangen haben. Außerdem würden dann allerdings noch besondere Gütebezeichnungen für bestimmte Materialien verschiedener Güte bestehen bleiben müssen.

Der Berichterstatter beantragt zunächst, die Aufnahme der Arbeit für Baukiese und Sand durch einen besonderen Ausschuß, der sich mit den in Betracht kommenden Verbraucherverbänden in Verbindung setzen solle.

Herr Regierungsbaumeister Sander, Berlin, Geschäftsführer des „Normenausschusses der Deutschen Industrie", gab dann noch eine Übersicht über das Ergebnis der bisher eingeleiteten Arbeiten. Er verweist auf die von uns bereits angezogenen Anregungen im „Zentralblatt des Deutschen Baugewerbes" und der „Tonindustrie-Zeitung", Normen für Kies und Sand zu schaffen, die dem Normenausschuß Veranlassung zu seiner Rundfrage an die hauptbeteiligten Stellen im Bauwesen gegeben haben. Die Materialprüfungsämter in Dahlem und Dresden hätten ihre Mitarbeit zugesagt, desgleichen habe der „Deutsche Beton-Verein" eine Festlegung der Begriffe begrüßt, da mit der bisherigen unzureichenden Kennzeichnung — Körnungen bis 7 mm Sand, Körnungen von 7—70 mm Kies — für die Bedürfnisse des Eisenbetonbaues nicht mehr auszukommen sei. Rundschreiben seien ferner ergangen an die „Deutsche Gesellschaft für Bauingenieurwesen" und den „Verband Deutscher Architekten- und Ingenieur-Vereine", deren Stellungnahme zur Normungsfrage aber keine einheitliche gewesen sei. Es wird erwähnt, daß sich Geh. Baurat Dr.-Ing. Taaks, Hannover, sowie Prof. Dr.-Ing. Kleinlogel, Darmstadt für eine Normierung, Professor Boost, Berlin, Prof. Dr.-Ing. Mörsch, Stuttgart, Städt. Oberbaurat Dr.-Ing. Bosch, München, Dr.-Ing. Lewe, Berlin, gegen eine Normung ausgesprochen hätten. Berichterstatter führt aus, daß die Annahme vorliege, daß die Herren vermuteten, die Arbeiten sollten zu einer Normung des Materials führen, während doch lediglich beabsichtgt sei, Einheitlichkeit in die Bezeichnungsweise zu bringen und so eine Quelle von Unzuträglichkeiten und Mißverständnissen zu verstopfen. (Es ist dem Bericht später noch hinzugefügt, daß auch das Reichsverkehrsministerium die Notwendigkeit einheitlicher Bezeichnungen für Sand und Kies anerkennt und sich zur Mitarbeit bereit erklärt habe.) Die Stellung der Geologischen Landesanstalt sei durch die Keilhackschen Ausführungen ja genügend gekennzeichnet. Jedenfalls sei begründete Aussicht vorhanden, daß auch die Bauindustrie einheitliche Bezeichnungen für Sand und Kies begrüßen würde. Der Normenausschuß werde diesen Bestrebungen jedenfalls seine Beihilfe leisten.

Zu diesen Ausführungen darf erwähnt werden, daß allerdings das Rundschreiben des Normenausschusses auf eine weitergehende Absicht schließen ließ, die vielleicht auch ursprünglich vorgelegen hat und in dem Kreise der meistbeteiligten Verbraucher — so auch im „Deutschen Beton-Verein" Widerstand gefunden hat. Im übrigen wenden sich auch Äußerungen aus dem Kreise der Verbraucher gegen eine zu weit gehende Spezialisierung bei Schaffung einheitlicher Bezeichnungen. Einer Mitarbeit bei dieser Frage werden sich aber die beteiligten Kreise wohl nicht entziehen. Fr. E.

Wir geben nachstehend noch einen Brief wieder, den Herr Dr.-Ing. Bredtschneider, der frühere Stadtbaurat von Charlottenburg, der sich mit dieser Frage wiederholt beschäftigt hat, an den Verband Deutscher Arch. u. Ing.-Vereine gerichtet hat. Da er die vorstehende Frage vom allgemeinen Standpunkte beleuchtet, so ist sein Abdruck hier wohl von Interesse:

„Die Erdoberfläche besteht, soweit nicht nackter Felsen und Wasser in Frage kommen, bis zu gewissen Tiefen aus körnigem Material, das sich der Mensch zu den verschiedensten Zwecken nutzbar macht. Auf ihr erzeugen Landwirte, Gärtner und Forstleute Produkte für Volksernährung und -wirtschaft, sie wird von dem Techniker trocken gelegt, soweit sie für das Wachstum zu naß, und künstlich bewässert, soweit sie zu trocken ist; sie wird mit Abwasser berieselt, nicht allein für die Reinigung des letzteren, sondern auch um sie zu düngen und zu befruchten und landwirtschaftlich auszunutzen; aus den unteren Schichten pumpt der Techniker Grundwasser, einerseits, um für Bauzwecke den Wasserspiegel abzusenken, anderseits, um die Bevölkerung in Grundwasserwerken mit Trink-, Brauch- und Gewerbewasser zu versehen; der Techniker benutzt die Tragfähigkeit des Bodens zur Gründung von Gebäuden und benutzt die lehm-, sand- und kieshaltigen Bodenschätze als Pflaster-, Promenaden- und Mörtelsand, als Reitweg- und Betonkies, zur Bereitung von künstlichem Asphalt, sowie zur Herstellung von Kalksand und Ziegelsteinen usw.

Die körnige Oberfläche und ihr Untergrund finden also eine sehr vielseitige Ausnutzung. Um die Geeignetheit der Massen zu allen diesen verschiedenen Zwecken beurteilen zu können, muß ein einheitlicher Maßstab gefunden werden, der auf wissenschaftlicher Grundlage beruht und der Allgemeinheit bekanntzugeben ist. Man muß feststellen können: Welche Bedingungen hat die Oberfläche und die unter ihr liegende körnige Masse zu erfüllen, wenn sie für die verschiedenen landwirtschaftlichen, gärtnerischen und forstlichen Zwecke geeignet sein sollen, wenn sie mit Erfolg ent- und bewässert oder berieselt werden sollen, wenn das Grundwasser für die Wasserversorgung ausgenutzt oder für Bauzwecke abgesenkt, wenn die Sand- und Kiesmassen in vorteilhafter Weise zur Mörtel-, Beton-, Asphalt- und Kalksandsteinherstellung dienen oder zusammengemischt werden, und wenn aus lehmhaltigen Massen Ziegelsteine hergestellt werden sollen und dergl.

Oder mit anderen Worten: Es handelt sich um die Beantwortung der Fragen: Was ist, vom rein technischen Standpunkte aus betrachtet, ertragsfähiger und ertragsreicher Acker- und dergleichen Boden, was ist Humus, Moor und Torf?, was versteht man unter durchlässigem, wenig durchlässigem Boden?, was ist Sand, was Kies, was ist Dünensand, was Schwemm- oder Triebsand, was lehmiger und mergelhaltiger Sand?, was ist Mergel, Lehm und Ton?, was ist tragfähiger Baugrund u. a. m.

Der gemeinsame Maßstab für diese Begriffe ist in erster Linie die Korngröße der mineralischen, in zweiter Linie die Art der mineralischen Massen und die Menge ihrer organischen Bestandteile. Über die Korngrößen habe ich im Jahre 1910 im „Zentralblatt der Bauverwaltung" einen Aufsatz geschrieben und Vorschläge gemacht. Seit jener Zeit ist im Technischen Untersuchungsamt der städtischen Tiefbauverwaltung Charlottenburg unter meiner Leitung nach diesen Vorschlägen gearbeitet und dabei die Erfahrung gemacht worden, daß die Unterscheidung nach Korngrößen in allen Fällen zum Erfolge führt. Ich bin daher der Auffassung, daß man auf diesem Wege fortschreiten muß. Dazu ist erforderlich, daß man sich über ein einheitliches Verfahren zur Bestimmung der Korngrößen einigt und dieses Verfahren allgemein bekanntgibt. Man wird dann sehr bald kennen lernen, daß, um nur Einiges herauszugreifen, durchaus nicht alle Kiese, die der Schoß der Erde birgt, geeignet sind, in wirtschaftlich vorteilhafter Weise für Mörtel- und Betonbereitung benutzt zu werden — ein Glaube, der bei den Beteiligten ziemlich allgemein verbreitet ist —; man wird lernen, die Maschenweiten des Drahtgewebes von Rohrbrunnen im voraus genau zu bestimmen, zu beurteilen, ob diese oder jene Fläche für die Anlage von Rieselfeldern, ob und inwieweit dieser oder jener Untergrund zur Gründung von Gebäuden, Brücken u. dergl. geeignet ist oder nicht.

Hat man für die körnigen Massen erst eine allgemein eingeführte Normung, so kann sich darauf die Kenntnis von der Bedeutung der in jedem einzelnen Fall erforderlichen Art der Mineralmassen und der Menge ihrer organischen Bestandteile aufbauen.

Ich bitte, aus dem Vorstehenden gütigst entnehmen zu wollen, daß die Normung der körnigen Mineralmassen trotz der gegenteiligen Ansichten einiger Betontechniker von ausschlaggebender Bedeutung ist, und bitte, innerhalb des Verbandes für ihre Festsetzung wirken zu wollen. Es muß m. E. ein Normenausschuß gebildet werden, der aus Sachverständigen zusammenzusetzen wäre, und zwar nicht allein aus Technikern des Straßenbaues, des Grundbaues, des Rohrbrunnen- und Wasserwerkbaues, der Mörtel-, Beton- und Asphaltbereitung, der Ent- und Bewässerung von Ländereien und der Rieselei, sondern auch aus Sand- und Kiesgrubenbesitzern, aus Sandstein- und Ziegelsteinfabrikanten und aus Geologen. Ich bin bereit mitzuwirken."

Schriftleitung: Reg.-Baumeister Fr. Eiselen, Berlin-Lichterfelde, Karlstr. 99. — Verlag von Julius Springer in Berlin W. — Druck von H. S. Hermann & Co. in Berlin SW.

MITTEILUNGEN
der
DEUTSCHEN GESELLSCHAFT FÜR BAUINGENIEURWESEN
Schriftleitung: Regierungs-Baumeister Fr. Eiselen. Berlin-Lichterfelde, Karlstraße 99. Telephon: L. 1040.
(Geschäftsstelle der Gesellschaft: Berlin NW. 7, Sommerstraße 4a. Tel.: Centrum 15207—15212).
2. Jahrgang | 31. Oktober 1921 | Nr. 20

AUS NEUEREN VERSUCHEN MIT BAUSTOFFEN UND BAUKONSTRUKTIONEN.

Von Otto Graf, Stuttgart.

(Fortsetzung von Seite 74.)

3. Versuche mit Beton.

a) Elastizität des Betons bei Druck- und Zugbeanspruchung.

Die wesentlichen Ergebnisse der bis heute vorliegenden Versuchsergebnisse finden sich namentlich in Heft C des deutschen Ausschusses für Eisenbeton[37]), in Band I des Handbuches für Eisenbetonbau[38]) und in Heft 227 der Forschungsarbeiten auf dem Gebiet des Ingenieurwesens[39]).

Durch Zusammenfassung der Feststellungen an Kies- und Schotterbeton ergab sich u. a. die in Abb. 4 a. f. S. dargestellte Beziehung zwischen Druckfestigkeit und Druckelastizität des Betons bei zulässiger Anstrengung desselben[39]).

Aus den Versuchen an Beton mit Zuschlägen geringen Raumgewichts und geringer Festigkeit, wie sie u. a. beim sogenannten Leichtbeton angewandt werden, sind die Zahlen der Zusammenstellung 2 entnommen[39]). Hiernach wird der Beton mit derartigen Zuschlägen sehr nachgiebig; erhält solcher Beton Eiseneinlagen, so tritt die Teilnahme des Betons an der Kraftübertragung namentlich dann erheblich zurück, wenn es sich um doppelt bewehrte Platten und Balken handelt, wie sie im Schiffbau angewandt werden.

Zusammenstellung 2.

1	2	3	4
Zusammensetzung des Betons (Raumteile)	Dehnungszahl der Federung für die Spannungsstufe 0 bis rd. 40 kg/qcm	Druckfestigkeit kg/qcm	Raumgewicht des Betons am Prüfungstag kg/cdm
a) Druckversuche.			
1) 1 Zement, 2 Rheinsand	1 : 249 000	343	2,16
1 Zement, 2 Rheinsand, 2 Bimskies	1 : 132 900	166	1,74
1 Zement, 2 Rheinsand, 4 Bimskies	1 : 99 000	116	1,51
2) 1 Zement, 1/3 Traß, 1 Schlackensand, 1 Bimsfeinkies, 1 Schlackenlava	1 : 134 000	224	1,78
b) Zugversuche.			
	bei 0,5 bis 5 kg/qcm		
1) 1 Zement, 5 gequetschte Backsteine	1 : 129 000	136	1,96
1 Zement, 10 gequetschte Backsteine	1 : 101 000	75	1,91
2) 1 Zement, 2 Rheinsand, 3 Bimskies	1 : 133 000	134	1,67

b) Druckfestigkeit des Betons.

(Bedeutung der Körnung von Sand, Schotter usw.; Traß und Steinmehl im Zementmörtel; Säulenfestigkeit, Würfelfestigkeit, Festigkeit des Betons im Bauwerk; Anstriche mit Teerpräparaten; Einfluß von Erschütterungen während des Erhärtens; unter Druck erhärteter Mörtel und Beton; Auflagerquader.)

α) Eine wesentliche Bedingung für die wirtschaftliche Gestaltung und Herstellung eines Betons mit bestimmter Druckfestigkeit bildet bekanntlich das Vorhandensein von Sand, Kies usw. in regelmäßiger Zusammensetzung nach bestimmten Korngrößen. Unter dieser Voraussetzung kann z. B. die Feststellung nutzbar gemacht werden, daß bei Verwendung von klarem Schotter und rauhem Rollkies aus Hartgestein die Widerstandsfähigkeit des Mörtels (aus Körnern von 0 bis 7 mm), in dem die groben Teile (von rd. 7 bis etwa 60 mm Korngröße) eingebettet liegen, innerhalb gewisser Grenzen für die Festigkeit des Betons maßgebend ist[40]) [41]). Hierauf beruht die Bedeutung des an manchen Baustellen und vor allem in Zementwarenfabriken geübten Verfahrens, Sand und Schotter bzw. Kies bei der Betonbereitung nach gewissen Korngrößen getrennt in die Mischmaschine zu bringen; allerdings ist es nötig, daß die Sortiereinrichtungen fortlaufend eine klare Trennung der Rohstoffe bewirken. Weiter folgt aus der bezeichneten Feststellung, daß die Auswahl des Sandes, die Feststellung der zweckmäßigen Zusammensetzung desselben und die fortlaufende Lieferung in der bestimmten Zusammensetzung oft als eine wichtige Aufgabe zu bezeichnen sein wird. Daß sie als solche seit langer Zeit gilt, ergibt sich schon aus der großen Zahl von Versuchsberichten, die dieser Aufgabe gewidmet sind. In neuerer Zeit wurde die Aufgabe gründlicher als früher von verschiedenen Seiten beleuchtet[42]).

β) Die Verfolgung des Einflusses der Zusammensetzung der Sande führt weiter zur Untersuchung der Wirkung der staubfeinen Teile des Sandes, des Steinmehls. Es fand sich

[37]) Gary und Rudeloff, Eigenschaften von Stampfbeton, 1917 (Versuche für den Deutschen Ausschuß für Eisenbeton).

[38]) 3. Auflage 1921, S. 195 u. f. sowie S. 371 u. f.

[39]) Graf, Die Druckelastizität und Zugelastizität des Betons. 25 Jahre Forschungsarbeit auf dem Gebiet des Betonbaus, 1920.

[40]) Vergl. Graf, Die Druckfestigkeit von Zementmörtel, Beton, Eisenbeton und Mauerwerk, S. 41 u. f.

[41]) Soweit andere Versuche von dieser Feststellung abweichen, dürfte zu ihrer Beurteilung zu beachten sein, daß bei derartigen Vergleichen aus dem Mörtel ebenso große Würfel herzustellen sind wie aus dem Beton und daß der Mörtel gleichzeitig für alle Vergleichsreihen bereitzustellen ist. Weiter kommt in Betracht, daß der Mörtel die groben Zuschläge umhüllt. — Über Abweichungen von der Feststellung, daß die Mörtelfestigkeit in erster Linie maßgebend ist, vergl. z. B. Gary, Heft C des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton, 1917, S. 30.

[42]) Vergl. z. B. die in den Fußbemerkungen 40 und 41 bezeichneten Berichte, ferner Eiselen, Deutsche Bauzeitung, Mitt. über Zement, Beton- und Eisenbetonbau, 1916, S. 39, 40 und 56 (Versuche des Deutschen Betonvereins), Gary, Heft 29 des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton 1915, sowie Kortlang, Bauingenieur 1921, S. 239 u. f. In letzterer Arbeit, die sehr wertvolle Beobachtungen enthält, wird u. a. versucht, die Druckfestigkeit bei bestimmtem Zementgehalt in gesetzmäßige Beziehung zur Gesamtoberfläche von Sand und Kies zu bringen. Kortlang sagt u. a.: „Demnach ist die Druckfestigkeit von der Gesamtoberfläche der Zuschläge und nicht von der Kornzusammensetzung an und für sich abhängig." — Nach früheren Feststellungen des Verfassers bedarf diese Folgerung namentlich dann einer Ergänzung, wenn der Einfluß der feinsten Teile des Sandes verfolgt wird (vergl. z. B. die in Fußbemerkung 40 bezeichnete Schrift S. 35, 36, 37 und 38). — Hinsichtlich einheitlicher Vorschriften für Sand, Kies usf. vergl. Eiselen, Mitt. der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen 1921, S. 45 u. f. sowie S. 75 u. f., ferner Tonindustriezeitung 1921, S. 987 u. f. Es liegt die Möglichkeit vor, daß schematische Begriffserklärungen hier mehr schaden als nützen.

namentlich, daß Steinmehl bei mageren Mischungen wirksamer ist als bei fetten (porenfüllende Wirkung), sowie daß sich hierbei Mehle aus Traß und Jurakalkstein hinsichtlich ihres Einflusses auf die Größe der Druckfestigkeit und Zugfestigkeit ungefähr gleichwertig erweisen können. Zusammenstellung 3 enthält einige Beispiele aus solchen Versuchen[43]).

Zusammenstellung 3.

1	2	3	4	5	6	7	8	9
Zusammensetzung des Zementmörtels (Gewichtsteile)	Druckfestigkeit des Mörtels in kg/qcm im Alter von 42 Tagen (Wasserlagerung)							
	mit				mit			
	0	0,15	0,3	0,6	0	0,15	0,3	0,6
	Gewichtsteilen Traßzusatz				Gewichtsteilen Kalksteinmehl als Zusatz			
1 Portlandzement, 3 Beihinger Sand	502	—	500	468	501	520	514	487
1 Portlandzement, 6 Beihinger Sand	172	209	237	253	185	221	242	274

γ) Bei Vergleichsversuchen zur Ermittlung der Druckfestigkeit des Betons wird in der Regel die Würfelfestigkeit bestimmt. Bei Übertragung der Ergebnisse der Würfelprobe ist namentlich zu beachten, daß die Größe der mit dem Würfel ermittelten Druckfestigkeit im Bauwerk nur erwartet werden kann, wenn die Zusammensetzung die gleiche ist, der Wassergehalt am Schluß der Verarbeitung gleich ausfällt, die Verarbeitung und Behandlung des Betons in der Probe und im Bauwerk nicht wesentlich abweicht usw. Wenn diese Bedingungen ausreichend erfüllt sind, so dürfte bei Stampfbeton anzunehmen sein, daß die Festigkeit von Würfeln, die in eisernen Formen hergestellt werden, als solche auch für den Beton im Bauwerk gilt, wie die in Darmstadt ausgeführten Versuche zeigen[44]).

Bei Säulen tritt eine Abminderung durch den Einfluß der Höhe ein. Die Säulenfestigkeit fand sich für zentrisch belastete Körper, deren Höhe das Vier- bis Zwölffache der Querschnitte betrug, zu rund $^4/_5$ der Würfelfestigkeit[45]). Ähnliche Verhältnisse stellten sich bei exzentrisch belasteten Betonsäulen ein[46]).

In bezug auf Eisenbeton sei auf das Seite 70 unter A, 4. b Gesagte verwiesen[47]).

δ) Die Anwendung des Betons zu Einrichtungen und Bauten, welche Gasen oder Flüssigkeiten ausgesetzt sind, gegen die der Beton dauernd oder bis zu weitergehender Erhärtung eines gewissen Schutzes bedarf, hat in steigendem Maße zur Anwendung von Anstrichen geführt. Bei Erörterung der Bedeutung solcher Anstriche wurden Bedenken geäußert, dahingehend, daß die Erhärtung des Betons nach dem Auftragen der Anstriche bald nicht mehr weiterschreite, später vielleicht die Festigkeit zurückgehe usw. Versuche mit Inertolanstrichen[40]) stützen diese Bedenken nicht, zeigen vielmehr, daß Beton, der sofort nach dem Ausformen oder später mit Inertol gestrichen wird, nach einem Jahr die gleiche Festigkeit erreicht, wie Beton ohne Anstrich. Von anderen Anstrichmitteln sind allerdings solche Feststellungen nicht veröffentlicht worden.

ε) Versuche[48]) und in der Zementwarenindustrie gemachte Erfahrungen ließen erkennen, daß Beton, vor allem weich und flüssig angemachter Beton, der während der Herstellung, also vor dem Abbinden Erschütterungen erfährt (eingerüttelt wird), bedeutend höhere Festigkeit erlangen kann als Beton, der ohne Erschütterungen erhärtet. Inzwischen ist zur weiteren Klarstellung in Dresden eine große Versuchsreihe zum Abschluß gelangt[49]). Zusammenstellung 4 enthält die wesentlichen Ergebnisse dieser lehrreichen Versuche, soweit sie sich auf die Ermittlung der Druckfestigkeit beziehen.

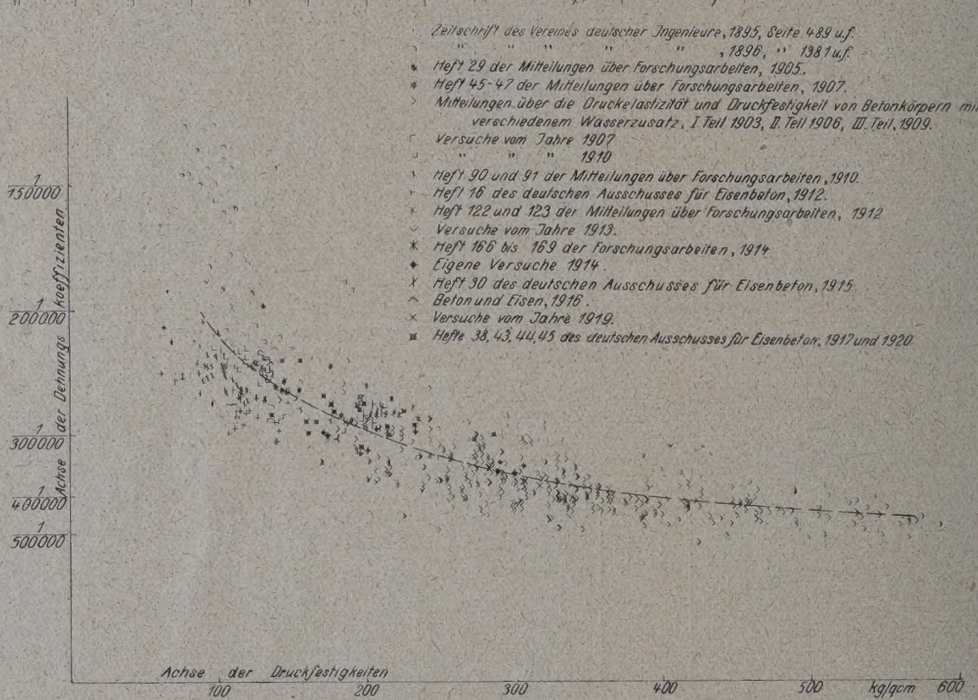


Abb. 4. Beziehung zwischen Druckfestigkeit und Druckelastizität des Betons.

ξ) Beachtenswert erscheinen ferner die Untersuchungen von Schmeer[50]) über den Einfluß von Belastungen während der Erhärtung auf die Druckfestigkeit von Zementmörtel (Würfel von 7 cm Kantenlänge aus 1 Gewichtsteil Portlandzement und 3 Teilen Normalsand).

Die Belastung hatte eine Steigerung der Druckfestigkeit zur Folge, die sich von der Größe der Belastung abhängig erwies, wie die Beispiele in Zusammenstellung 5 erkennen lassen.

[43]) Vergl. die in Fußbemerkung 40 bezeichnete Schrift. S. 46 u. f. — Ein ausführlicher Bericht wird in den „Forschungsarbeiten auf dem Gebiet des Ingenieurwesens" erscheinen.

[44]) Vergl. Berndt und Preuß, Heft 36 des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton, 1915. — Würfel, die aus baumäßig hergestellten Stampfbetonklötzen herausgesägt worden sind, lieferten die Druckfestigkeit in den Einzelversuchen bis rd. 41 % kleiner und bis rd. 10 % größer als gleichzeitig in eisernen Formen hergestellte Würfel. Soweit die Würfel in Holzformen gefertigt wurden, betrugen die größten Abweichungen — 60 und + 58 % wobei, allerdings in ersterem Fall nicht die Sicherheit besteht, daß Würfel und Betonklotz gleichzeitig hergestellt sind. In den Schlußfolgerungen sagen die Berichterstatter: „Die Festigkeit des Betons im Bauwerk ist je nach der Sorgfalt der Ausführung bald größer, bald kleiner als die Würfelfestigkeit, im Durchschnitt aber etwa gleich dieser."

[45]) Vergl. C. Bach, Deutsche Bauzeitung, Mitt. über Zement, Beton- und Eisenbetonbau, 1914, S. 33 u. f.

[46]) Heft 166 bis 169 der Forschungsarbeiten auf dem Gebiete des Ingenieurwesens, 1914.

[47]) Vergl. auch Gary, Heft 39 des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton, 1917.

[48]) Vergl. C. Bach, Mitteilungen über Forschungsarbeiten 1905, Heft 22, S. 25 u. f., sowie die in Fußbem. 40 bezeichnete Schrift, S. 9.

[49]) Scheit, Wawrziniok und Amos, Versuche mit Eisenbetonbalken zur Ermittlung des Einflusses von Erschütterungen, Heft 40 des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton, 1918.

[50]) Heft 33 der Mitt. aus dem mechanisch-technischen Laboratorium der k. technischen Hochschule München 1915, S. 34 u. f.

Zusammenstellung 4.

1	2	3	4	5	6	7
Behandlung der Probekörper	Druckfestigkeit in kg/qcm (Alter 45 Tage)					
	Kiesbeton (1:4)			Schotterbeton (1:2:2)		
	erdfeucht	weich	flüssig	erdfeucht	weich	flüssig
1. Unmittelbare Erschütterungen während der Herstellung und während der Erhärtung der in den Formkasten befindlichen Körper durch freien Fall aus 5 mm Höhe; 40 Fälle in der Minute.						
ohne Erschütterung . . .	255	151	67	432	164	55
2 Stunden erschüttert . vom Beginn der Herstellung an	254	137	124	453	194	108
8 Stunden erschüttert . vom Beginn der Herstellung an	292	168	—	490	284	—
48 Stunden erschüttert . vom Beginn der Herstellung an	308	141	—	524	242	—
2. Mittelbare Erschütterungen während der Herstellung und Erhärtung durch vibrierende Schwingungen der in den Formkasten befindlichen Probekörper. (Abbindezeit des Zements nach der Normenprobe 9 bis 10 Stunden.)						
ohne Erschütterung . . .	255	156	120	—	242	215
vom Beginn der Herstellung während 10 Stunden erschüttert	236	173	131	—	269	152
8 Stunden erschüttert, beginnend 7 Stunden nach dem Anfang der Herstellung	—	157	104	—	249	160
35 Stunden erschüttert, beginnend 13 Stunden nach dem Anfang der Herstellung	—	156	101	—	262	150

Zusammenstellung 5.

1	2	3	4	5	6	7
Bezeichnung	Druckfestigkeit 7 Tage alter Mörtelwürfel, 7 Tage belastet mit					
	1,0 kg/qcm	2,1 kg/qcm	10,3 kg/qcm	20,7 kg/qcm	51,6 kg/qcm	206 kg/qcm
Druckfestigkeit K_1 =	230	237	275	291	253	274
	Druckfestigkeit 7 Tage alter, gleichzeitig mit den belasteten Körpern hergestellter Würfel, unbelastet erhärtet:					
Druckfestigkeit K =	218	202	215	234	196	241
	Verhältniszahlen:					
$K : K_1$ = ...	1,05	1,17	1,28	1,24	1,29	1,14

Die Ergebnisse der in Stuttgart (1914) ausgeführten Versuche[40]) mit Betonwürfeln von 30 cm Kantenlänge stehen im Einklang mit diesen Beobachtungen[51]).

c) Biegungsfestigkeit des Betons[52]).

Aus den Ergebnissen der neueren Versuche ist hervorzuheben, daß sich die Größe der Biegungsfestigkeit des Betons in hohem Maße vom Feuchtigkeitszustand des Betons abhängig erwies[40]), wie dies nach den Beobachtungen bei früheren Untersuchungen über den Einfluß des Austrocknens und Durchfeuchtens auf die Zugfestigkeit von Zementmörtel zu erwarten stand. Dieses Ergebnis dürfte u. a. bei Abnahmeversuchen mit Zementwaren (Röhren, Kabelformstücken, Gehwegplatten) zu beachten sein, derart daß es sich empfehlen dürfte, zu Vergleichsversuchen nur Körper heranzuziehen, die längere Zeit entweder feucht oder trocken aufbewahrt worden sind, wenn nicht mit Rücksicht auf den Verwendungszweck der Einfluß beider Aufbewahrungsarten festzustellen ist.

d) Wasserdurchlässigkeit des Betons.

Erfahrungen mit Gußbeton im Vergleich mit Stampfbeton hat Trier[53]) bekanntgegeben. Über Versuche mit magerem Stampfbeton, dem rheinisches Traßmehl bzw. Kalk zugesetzt war, ist in Heft 43 des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton berichtet.

Bei Übertragung der Ergebnisse von Versuchen über die Wasserdurchlässigkeit wird — außer der Größe der Versuchskörper und der Größe der Fläche, auf die der Wasserdruck wirkte — namentlich zu beachten sein, ob die Druckfläche parallel den Stampfflächen lag oder ob diese senkrecht zu den Stampfflächen gewählt war, so daß in letzterem Fall der Wasserdruck unmittelbar an den Stampfflächen angreifen konnte, da hier in der Regel, auch bei weich verarbeitetem Beton, die schwachen Stellen gegen den Wasserdruck zu suchen sind.

Magerer, grober Beton hat sich schon bei 20 cm Dicke für hohe Wasserdrücke undurchlässig erwiesen, wenn der Zement und das Steinmehl (letzteres im Sand oder besonders als Traßmehl, Kalksteinmehl) bzw. der Zement und zugesetzter Kalk beim Anmachen eine zähe, klebrige Masse bildeten, die sich in den Arbeitsflächen leicht in Verbindung setzte.

e) Auflagerquader.

Umfassende Beobachtungen werden in Heft 232 der Forschungsarbeiten auf dem Gebiet des Ingenieurwesens sowie im Band 1 des Handbuchs für Eisenbetonbau, 3. Auflage, S. 350 u. f. mittgeteilt.

(Fortsetzung folgt.)

AUS DER FACHLITERATUR DES AUSLANDES.

Beobachtungen an schweizerischen eisernen Brücken

sind von einem seit 1917 bestehenden Verband schweiz. Brücken- und Eisenhochbau-Fabriken in Gemeinschaft mit den Schweizer. Bundesbahnen ausgeführt, über die die „Schweiz. Bauzeitung" vom 8. Okt. d. J. einen Übersichtsbericht bringt. Sie erstreckten sich auf die Ermittelung der wirklichen Spannungsverhältnisse in den Trägern und Anschlüssen der Fahrbahn von Brücken und deren lastverteilende Wirkung unter dem Einfluß einer Einzellast; auf die Untersuchung der seitlichen Knickfestigkeit oben offener Trogbrücken; auf die Stoßwirkung fallender Lasten auf eiserne Tragwerke; auf die Prüfung von Meßapparaten und Vorschläge zu ihrer Verbesserung; auf die Ermittelung der Nebenspannungen in Fachwerken mit steifen Knotenpunktsverbindungen; auf die Feststellung der seitlichen Knickfestigkeit der gedrückten Gurtung auf Biegung beanspruchter Balken; auf die Aufstellung von Normalien und Musterentwürfen. In letzter Beziehung will man mit größter Vorsicht vorgehen, um die freie Entwicklung nicht zu behindern, und abgesehen von einer Normalisierung der Verbindungsmittel sich auf die Aufstellung von Richtlinien beschränken. Die Knickversuche an Balken bestätigen die bisherige Ansicht, daß solche Träger bei Erreichung der Streckgrenze ihre Tragfähigkeit durch seitliches Ausknicken verlieren, nicht. Die Untersuchungen an Trogbrücken sollen durch Bruchversuche ergänzt werden, um den überwiegenden Einfluß des Knickmoduls und der ungleichen Querträgerbelastung nachzuweisen. Bei den Stoßversuchen hat man gefunden, daß bei Tragwerken üblicher Abmessung (bis 50 m Stützweite, 5 m Breite) die Stoßwirkung sich so rasch fortpflanzt, daß sie gleichzeitig für das ganze Tragwerk zur Geltung kommt, während die Durchbiegungszeiten der einzelnen Konstruktionsteile bis zur Erreichung der jeweiligen ersten größten Durchbiegungen sehr verschieden sind. Die Messung der Nebenspannungen ergab die große Deformierbarkeit der Knotenbleche, die Notwendigkeit direkter Dehnungsmessungen (nicht nur der Drehungswinkel) und die gute Übereinstimmung der unter bestimmten Voraussetzungen berechneten und gemessenen Dehnungen. Auch sonst wurden neue Gesichtspunkte aus den Beobachtungen gewonnen.

51) Vgl. auch Deutsche Bauzeitung, Mitt. über Zement, Beton- u. Eisenbetonbau, 1920, S. 157, betr. amerikanische Untersuchungen über den Druck des Betons auf die Schalung.

52) Zusammenfassende Angaben finden sich u. a. in Heft C des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton, S. 35 u. f., sowie in der unter Fußbemerkung 40 angegebenen Schrift, S. 93 u. f.

53) Zentralblatt der Bauverwaltung 1918, S. 147 und 486.

DIE INGENIEURBAUTEN, IHRE GUTE GESTALT UND WIRKUNG IN DER LANDSCHAFT, MIT BESONDERER RÜCKSICHT AUF DIE AUFGABEN DER WASSERWIRTSCHAFT.

Die wirtschaftliche Lage zwingt uns dazu, die deutschen Bodenschätze und Wasserkräfte so weit als möglich auszunutzen. Trotz der ungünstigen Wirtschaftslage ist daher schon in nächster Zukunft mit Entwurf und Ausführung zahlreicher und bedeutungsvoller technischer Anlagen, insbesondere wasserwirtschaftlicher Art, zu rechnen. Soweit hierdurch weitgehende Eingriffe in das Heimatbild nötig werden, gilt es, die Wirtschaftlichkeit und Schönheit des Bauwerkes an sich mit dem Landschaftsbild möglichst in Einklang zu bringen. Erst in dieser, früher ebenso wie heute erreichten, Vereinigung des Wirtschaftlichen mit dem Schönen findet hohe Wertarbeit ihren vollendeten Ausdruck. In diesem Sinne jetzt Kulturarbeit zu leisten, ist bei aller gebotenen Sparsamkeit und Sachlichkeit eine wichtige Aufgabe unseres Wiederaufbaues.

Da manche ältere und neuere Arbeiten diese Vereinigung von Wirtschaftlichkeit und festem Kulturgefühl vermissen lassen, sind zuverlässige Grundlagen für das Gestalten und Durchbilden aller einschlägigen Aufgaben des Werkbaus — schlichter und handwerklicher wie künstlerisch hochwertiger Art — und Richtlinien für die Pflege durch sie berührter landschaftlicher und kultureller Werte unentbehrlich. Diese Grundlagen und Richtlinien an Beispielen gut durchgebildeter Ingenieurbauwerke aller Zeiten planmäßig herauszuarbeiten und in einem umfassenden Werk niederzulegen, haben sich der „Deutsche Bund Heimatschutz" und der „Deutsche Werkbund" zum Ziel gesetzt. Der Plan ist aufzubauen auf festen technischen Voraussetzungen und durchzuführen mit Hilfe berufener Kräfte aus den einzelnen Fachgebieten, um der Praxis eben so wie dem Nachwuchs der Bauingenieure wegweisend und als brauchbares Rüstzeug zu dienen.

Deutscher Bund Heimatschutz,
Freiherr von Stein,
Wirkl. Geh. Rat, Staatssekretär a. D.,
Vorsitzender,
Berlin.

Deutscher Werkbund,
Professor Riemerschmid,
Vorsitzender,
München.

Professor Poelzig,
beauftragt vom Deutschen Werkbund,
Berlin.

Geheimer Baurat
Dr.-Ing. Oskar von Miller,
München.

Ministerialrat Schaper,
a. o. Mitglied der Akademie
des Bauwesens,
Berlin.

Professor Dr.-Ing. Blum,
Hannover.

Professor Franzius,
Hannover.

Professor Dr.-Ing. Gehler,
Dresden.

Deutsche Gesellschaft für Bauingenieurwesen.
Geheimer Baurat Professor Dr.-Ing. de Thierry,
Berlin.

Unter Hinweis auf den obigen Aufruf bittet die Geschäftsstelle des Deutschen Bundes Heimatschutz für das geplante Werk „Ingenieurbauten" alle in Betracht kommenden Kräfte, ihr für die Bearbeitung bzw. zur unmittelbaren Wiedergabe geeigneten Anschauungsstoff baldmöglichst zur Verfügung zu stellen.

In Betracht kommen technische Einzelheiten bzw. Einzelanlagen wie beispielsweise:

Erd- und sonstige Grundbauten bei Meliorationen, Wegeanlagen, Wasser- und Bahnbauten; Leitungsmaste, Umschalthäuser, Stellwerke, Türme, Hebewerke, Mühlen, Brücken, Wehre; Speicher, Werkhallen, Schleusen, Wasserkraftwerke, ferner umfassende Anlagen wie zusammenhängende Straßen-, Bahn- und Förderungsanlagen; Flußregulierungen, Kanalbauten.

Es wird dabei Wert gelegt auf

1. handwerkliche und konstruktive Einzelheiten[1]),
2. Gesamtdarstellungen,
3. generelle Darstellungen typischer Aufgaben,
4. Bilder der Werke im städtebaulichen und landschaftlichen Nah- und Fernbild, möglichst auch als Luftschiffaufnahmen.

Erwünscht sind im einzelnen:

a) Wiedergaben beachtenswerter Werke aus alter Zeit in Gestalt von historischen Zeichnungen, Stichen und dergl., von photographischen Aufnahmen und Zeichnungen nach der Natur,
b) Photos und sonstige Darstellungen ausgeführter Werke der Gegenwart,
c) Pläne nicht oder noch nicht ausgeführter Werke, erstere namentlich, soweit sie in unmittelbarem Vergleich zu ausgeführten Anlagen gestellt werden können.
d) literarische und bildliche Beiträge in Zeitschriften und Einzelveröffentlichungen bzw. dauerhafte Klischeeabzüge von Bildniswiedergaben aus solchen.

Zur Verringerung der an sich sehr beträchtlichen Gesamtkosten des Werkes wird um möglichst kostenlose Abgabe des Stoffes gebeten. Kommen Kosten für einzelne Überweisungen und ihren Versand in Betracht, so wird um vorherige genaue Bezeichnung des Gegenstandes und um Angabe der ungefähren Kosten gebeten. Soweit es sich um Abzüge von Strich- und Netzätzungen handelt, ist Angabe erwünscht, unter welchen Bedingungen gegebenenfalls die Bildstöcke leihweise oder endgültig abgegeben werden. Bei ev. leihweiser Stoffabgabe ist dies besonders zu vermerken.

Werden Zeichnungen nach der Natur neu hergestellt, so wird im allgemeinen auf einfache Darstellung in Strichmanier ohne Schraffur und Schattenangabe Wert gelegt. Bei Verwendung in dem Werke behält sich der Herausgeber des Werkes das Überarbeiten zum Zwecke einer einheitlichen, einfachen Darstellungsart vor.

Die Herkunft mustergültiger Beispiele aus alter und neuer Zeit soll auf jedem Blatt genau gekennzeichnet werden, so daß Verwechslungen vermieden werden. Dabei sind genauere Angaben über Zeit, Ort, Werkstoff usw. erwünscht. Gegenbeispiele sollen ohne Quellenangabe, in geringer Zahl und in kleinem Maßstab nur soweit gebracht werden, als sie innerhalb einer Entwicklungsreihe und zur Vermeidung typischer Fehler unentbehrlich erscheinen. Die unmittelbare Gegenüberstellung eines guten und schlechten Beispiels (z. B. schlechte alte Brücke und gute neue Brücke an ihrer Stelle) ist u. U. sehr wertvoll.

Es ist in Aussicht genommen, diesen Stoff nach Gebrauch für das Werk Anstalten, wie dem Deutschen Museum von Meisterwerken der Naturwissenschaft und Technik in München oder technischen Lehranstalten für ihre Sammlungen und Unterrichtszwecke zu überweisen.

Als Einlieferungsstelle gilt die Geschäftsstelle des Deutschen Werkbundes, Berlin W 35, Schöneberger Ufer 36a.

Nähere Auskunft gibt die Geschäftsstelle des Deutschen Bundes Heimatschutz. —

[1]) Rein statische und sonstige spezialtechnische Einzelheiten sind von besonderem Wert, soweit aus ihnen der innere, unlösliche Zusammenhang der praktischen Forderungen mit der guten Wirkung des Werkes und seiner Teile hervorgeht.

Der vorstehende Aufruf nebst den zugehörigen Erläuterungen geht uns von dem „Deutschen Bund für Heimatschutz" mit der Bitte um Veröffentlichung in unseren Mitteilungen zu. Wir entsprechen diesem Wunsche um so lieber, als die darin vertretenen Anschauungen auch von der „Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen" durchaus geteilt werden. Das dankenswerte Unternehmen kann der Unterstützung weitester Fachkreise gewiß sein. — Fr. E.

Schriftleitung: Reg.-Baumeister Fr. Eiselen, Berlin-Lichterfelde, Karlstr. 99. — Verlag von Julius Springer in Berlin W. — Druck von H. S. Hermann & Co. in Berlin SW.

MITTEILUNGEN
der
DEUTSCHEN GESELLSCHAFT FÜR BAUINGENIEURWESEN
Schriftleitung: Regierungs-Baumeister Fr. Eiselen. Berlin-Lichterfelde, Karlstraße 99. Telephon: L. 1040.
(Geschäftsstelle der Gesellschaft: Berlin NW. 7, Sommerstraße 4a. Tel.: Centrum 15207—15212).

2. Jahrgang | 15. November 1921 | Nr. 21

VEREINHEITLICHUNG DER BEDINGUNGEN FÜR DIE VERGEBUNG VON BAUARBEITEN.

Wenn auf einem Gebiete des Bauwesens eine für ganz Deutschland gültige Vereinheitlichung sowohl für die Bauindustrie, wie für den bauleitenden Architekten oder Ingenieur, wie für den Auftraggeber nützlich und erstrebenswert ist, so gilt das ganz besonders für eine Vereinheitlichung der Bedingungen für die Vergebung und Ausführung von Bauarbeiten. Bestrebungen, solche Vereinheitlichung herbeizuführen, gehen daher auch weit zurück. Auf einigen Sondergebieten haben sie, wenigstens was die rein technischen Vorschriften betrifft, zu einem Ergebnis geführt, während auf anderen noch eine große Mannigfaltigkeit herrscht, jeder Staat, ja fast jede größere Stadtgemeinde ihre besonderen, oft stark voneinander abweichenden Bedingungen hat, und von den im freien Beruf stehenden Architekten und Ingenieuren die einen oder anderen, ihnen gerade zusagenden Bedingungen ihren Aufträgen zugrunde gelegt werden. Es handelt sich dabei natürlich nicht nur um eine formelle Behandlung, sondern gleichzeitig um eine sachliche Verbesserung der sehr ungleichwertigen Bedingungen, namentlich nach der Richtung einer scharfen Umgrenzung der Rechte und Pflichten des Auftraggebers und des Unternehmers und um Ausschaltung von Bestimmungen, die in ihrer Dehnbarkeit beim vorsichtigen Unternehmen zu einer Verteuerung der Angebote sonst oder leicht zu unzureichenden Veranschlagungen Veranlassung geben, die das ganze Vergebungswesen so stark in Mißkredit gebracht haben.

Von den bereits erfolgreichen Vereinheitlichungsbestrebungen auf den Sondergebieten des Bauwesens ist die Aufstellung einheitlicher Bedingungen für Eisenbauten, für Portlandzement, für Beton- und Eisenbetonbau zu nennen.

Die „Normen für einheitliche Lieferung und Prüfung von Portlandzement" gehen bis auf das Jahr 1876 zurück und sind hervorgegangen aus Beratungen eines gemeinsamen Ausschusses des „Deutschen Ziegler-Vereins", des Architekten-Vereins zu Berlin", des damaligen Vereins „Berliner Baumarkt". Sie sind im Jahre 1877 von den genannten Vereinen und dem inzwischen gegründeten „Verein Deutscher Zementfabrikanten" angenommen worden. Im Herbst 1878 wurden sie auch vom preußischen Minister der öffentlichen Arbeiten angenommen und haben in der Folge die Geltung als allgemein anerkannte „Deutsche Normen" erhalten. Den Fortschritten der Zementfabrikation entsprechend sind die Normen wiederholt abgeändert worden, zuletzt im Jahre 1909.

Auf dem Gebiete des Eisenbaus ist die Bewegung zur Schaffung von Normen von drei technisch-wissenschaftlichen Verbänden, dem „Verband Deutscher Architekten- und Ingenieur-Vereine", dem „Verein deutscher Ingenieure" und dem „Verein deutscher Eisenhüttenleute" ausgegangen. Im Jahre 1886 wurden „Normalbedingungen für die Lieferung von Eisenkonstruktionen für Brücken- und Hochbau" aufgestellt, die sich zunächst nur auf Schweißeisen bezogen, 1892 auf Flußeisen ausgedehnt wurden. In Bezug auf die Prüfung der Materialien und deren Gütevorschrfiten haben 1910 weitere Änderungen stattgefunden, bei denen der inzwischen gegründete „Verein deutscher Brücken- und Eisenbaufabriken" (jetzt „Deutscher Eisenbau-Verband") und der „Deutsche Verband für die Materialprüfungen der Technik" mitgewirkt haben. Zurzeit ist eine Neubearbeitung durch die genannten Vereine im Gange. Der von diesen gebildete Arbeitsausschuß ist jetzt ein selbständiger Unterausschuß des großen „Normen-Ausschusses der deutschen Industrie". Diese Bedingungen sind nicht rein technischer Art, sondern sie enthalten auch Bestimmungen über Abrechnung, Garantiepflicht usw. Ihre technischen Bestimmungen dürften im wesentlichen in alle Vorschriften der deutschen Einzelstaaten übergegangen sein, immerhin haben sie den allgemein bindenden Charakter wie die Normen für Zement noch nicht erhalten. Das wäre noch anzustreben.

Die Schaffung von Normen für den Beton- und Eisenbetonbau ist vom „Deutschen Beton-Verein" ausgegangen, der sich 1902 hierzu mit dem „Verband Deutscher Architekten- und Ingenieur-Vereine" verband. Das Ergebnis dieser Beratungen, zu denen auch Vertreter der Behörden und sonstige Fachleute zugezogen waren, sind die im Jahre 1904 herausgegebenen Bestimmungen für Stampfbetonarbeiten und Leitsätze für Eisenbetonbauten. Trotzdem wurden aber von den verschiedenen Einzelstaaten, namentlich auch von Preußen, besondere Vorschriften für diese Gebiete herausgegeben, die in manchen Punkten von den vorgenannten Arbeiten abwichen. Eine völlige Vereinheitlichung ist erst durch die Arbeiten des „Deutschen Ausschusses für Eisenbeton" erreicht worden, der unter Führung des preußischen Ministers der öffentlichen Arbeiten einberufen, sich aus Vertretern der Baubehörden des Reichs und der Einzelstaaten, Vertretern der staatlichen Materialprüfungsämter, der schon genannten Verbände und der Zementindustrie usw. zusammensetzte, also eine Gewähr für sachverständige Behandlung der ganzen Frage bot. Das Ergebnis der Beratungen des Deutschen Ausschusses, der mit bedeutenden, von Reich, Staat und Industrie beigesteuerten Mitteln Versuche in großem Maßstab durchgeführt hat, um die sicheren Grundlagen für die Vorschriften zu gewinnen, waren die „Allgemeinen Bestimmungen für die Vorbereitung, Ausführung und Prüfung von Bauwerken aus Beton" und gleichartige Bestimmungen für Bauwerke aus Eisenbeton vom Jahre 1908. Sie wurden dann in Preußen und einer Reihe anderer Einzelstaaten angenommen. Im Jahre 1915 sind sie in einer den neuen Forschungen entsprechenden Form neu herausgegeben und in der Folge von den deutschen Staatsbehörden allgemein anerkannt. Auch hier darf man also jetzt von Reichsbedingungen sprechen. Die glänzende Entwicklung, die der Beton- und Eisenbetonbau in den letzten Jahrzehnten genommen hat, ist nicht zum geringen Teile auf diese Arbeiten und die einheitlichen Bestimmungen zurückzuführen, die sowohl für die betreffenden Industriezweige wie für den verantwortlichen Vertreter des Auftragsgebers eine wesentliche Vereinfachung und eine sichere Grundlage für seine Arbeiten geschaffen haben.

Die vorgenannten Bedingungen sind allerdings ganz oder vorwiegend technischer Art. Bezüglich der Lieferungs- und Verkaufsbedingungen ist eine Einheitlichkeit bisher noch nicht erzielt. Sie ist zwar aus den Kreisen der Industrie angestrebt und durch einseitig aufgestellte Bedingungen zu erreichen gesucht, aber doch nur innerhalb der Grenzen des wirtschaftlichen Einflusses der betr. Industrie erreicht. Allgemeine Anerkennung können solche Bedingungen nur dann finden, wenn sie aus gemeinschaftlicher Arbeit der Industrie und der Verbraucher hervorgegangen sind, also ein Kompromiß zwischen den vielfach auseinandergehenden Interessen beider darstellen.

Ein ganz anderes Bild zeigen im Gegensatz zu den genannten Sondergebieten heute noch die Vorschriften im all-

gemeinen Baugewerbe. Allgemein anerkannte Bedingungen für die Vergebung und Ausführung von Bauarbeiten gibt es nicht. Bisher sind die Bedingungen einseitig von Staats- und städtischen Behörden aufgestellt. Die im freien Berufsleben stehenden Architekten und Ingenieure haben sich vielfach an die Bestimmungen ihres Landes angelehnt, haben diese aber für ihren Bedarf oft noch besonders zugeschnitten. Nur hier und da finden sich Ansätze zur örtlichen oder bezirksweisen Regelung zwischen technischen Verbänden und Bauhandwerk. So ergeben die noch geltenden Bestimmungen die beiderseitigen Rechte und Pflichten des Auftraggebers und Unternehmers, die Art der Ausführung und des Aufmaßes in sehr verschiedener Weise. Namentlich in letzterer Beziehung sprechen oft örtliche Gebräuche mit, an denen gewohnheitsmäßig festgehalten wird, denen aber eine besondere Berechtigung nicht immer innewohnt. Diese Bestimmungen bilden aber eine sehr wichtige Grundlage für die Veranschlagung.

Diese Verhältnisse waren so lange von geringerer Bedeutung, als zu den Aufgaben eines Bezirkes wesentlich das örtliche Bauhandwerk herangezogen wurde. Mit der Größe der Aufgaben, der Heranbildung des Großunternehmertums und der Ausdehnung der Tätigkeit der Architekten und Ingenieure über ihren Wohnsitz hinaus, ist dieser Zustand aber immer unhaltbarer geworden. Denn überall sind die jeweiligen Bedingungen für eine zutreffende Berechnung der Baukosten andere. Daraus entsteht eine Fülle unnützer Arbeit für Unternehmer und Auftraggeber, eine große Unsicherheit für die Veranschlagung, die Unmöglichkeit des unmittelbaren Vergleiches der Preisbildung in verschiedenen Landesteilen usw. Hier würden also alle Teile nur gewinnen, wenn eine Vereinheitlichung durchgeführt würde.

Alle Versuche, eine solche Einheitlichkeit zu erzielen, hatten bisher aber keine besonderen Erfolge gehabt. Der „Verband Deutscher Architekten- und Ingenieur-Vereine" hat sich bereits seit 1878 wiederholt mit der Frage der Aufstellung von Normalbedingungen für die Vergebung befaßt. Zuletzt sind von ihm 1906 „Allgemeine Bedingungen für Leistungen zu Bauzwecken" herausgegeben worden, die wohl bei privaten Architekten und Ingenieuren zum Teil bei Vergebungen zugrunde gelegt worden sind, aber doch keine ausgesprochene Verbreitung gefunden haben. Bereits vor dem Krieg ist dann der „Deutsche Arbeitgeberverband für das Baugewerbe" an den „Verband Deutscher Architekten- und Ingenieur-Vereine" mit der Aufforderung herangetreten, gemeinsam mit ihm die Lösung dieser Frage in Angriff zu nehmen. Es sollten dabei auch gleich die Reichs- und Staatsbehörden interessiert und herangezogen werden. Der Krieg vereitelte diesen Plan. Der Arbeitgeberverband, der in dieser Tätigkeit dann später durch den „Wirtschaftsbund für das Baugewerbe" abgelöst worden ist, hat nun zunächst versucht, wenigstens im eigenen Kreise, eine Einheitlichkeit herbeizuführen, und es ist ihm auch in fast dreijährigen Verhandlungen gelungen, die Annahme eines entsprechenden Einheitsentwurfes durch alle deutschen Handwerkskammern zu erreichen. Das war natürlich nur möglich durch Preisgabe mancher liebgewordener örtlicher Gebräuche. Wie sonst an solchen heute noch vielfach festgehalten wird, zeigt am besten der 50 Jahre nach Einführung des metrischen Systems in Deutschland noch immer geltende Gebrauch, Holz im Verkauf nach Zoll zu berechnen. Das es aber trotzdem im Bauhandwerk möglich ist, auch in solchen Gebräuchen Einheitlichkeit zu erzielen, was von manchen Seiten als aussichtslos hingestellt wird, zeigt die Annahme des obengenannten Entwurfes durch die Handwerkskammern.

Die Durchdrückung dieses Entwurfes war jedoch nur ein erster Schritt auf dem Wege. Der Wirtschaftsbund war sich natürlich klar, daß einseitig von Seiten des Bauhandwerks aufgestellte Bedingungen, nicht so leicht allgemeine Anerkennung finden würden. Er wandte sich daher erneut an den „Verband Deutscher Architekten- und Ingenieur-Vereine", um nunmehr auf der Grundlage dieser Bedingungen zunächst eine Einigung zwischen dem Bauhandwerk und den Architekten- und Ingenieuren zu erzielen. Dem hat der Verband entsprochen, und seit 1918 sind Beratungen im Gange. Es ist dazu, da es kaum möglich ist, derartige Fragen in einem größeren Gremium zu beraten, nur ein kleiner Ausschuß eingesetzt worden, dem von Seiten des Verbandes ein Staatsbaubeamter des Hochbauwesens, ein städtischer Hochbaubeamter und ein Privatarchitekt angehören — da zunächst nur die Bedingungen für Hochbauten behandelt werden sollten —, während der Wirtschaftsbund nur einen Vertreter entsandt hat, der zugleich Architekt und Unternehmer ist, also eine gewisse vermittelnde Rolle zwischen beiden Parteien einnimmt.

Die eingehenden Beratungen dieses Ausschusses, denen später noch Vertreter des „Bundes Deutscher Architekten" hinzutraten, haben im Frühjahr d. J. zu einem Abschluß hinsichtlich der sogenannten „Allgemeinen Bedingungen", d. h. derjenigen für die Ausschreibungen und für die Übernahme von Bauarbeiten geführt, nachdem sich die betreffenden Verbände und ihre Untergruppen schon vorher mit den Arbeiten des Ausschusses beschäftigt und ihnen grundsätzlich zugestimmt hatten. Dem Ausschuß blieb es dann überlassen, bei diesen Beratungen noch zutage getretene Wünsche bei der endlichen Fassung zu prüfen und nach bestem Ermessen gegebenenfalls zu berücksichtigen. Die so zustande gekommene Arbeit, der in Vorwegnahme der Billigung der Behörden usw. die Bezeichnung „Reichsbedingungen für das Baugewerbe" gegeben worden ist, wurde im Frühjahr d. J. an alle in Betracht kommenden Reichs- und Staatsbehörden sowie an die größeren Stadtgemeinden versandt mit der Bitte, diese Bedingungen unverändert als Grundlage für zukünftige Ausschreibungen zu benutzen. Es wurde dabei darauf hingewiesen, daß bei ihrer Einführung manche mehr oder weniger eingebürgerte Gewohnheiten geopfert werden müßten. Es wurde auch vorausgesehen, daß an diesen Bedingungen von mancher Seite Kritik geübt werden würde, weil sie dem Einen zu unternehmerfreundlich, dem Anderen diesem nicht genug entgegenkommend erscheinen. Die Verbände, deren gemeinsamer Ausschuß diese Bedingungen in langjähriger Arbeit aufgestellt haben, können dem entgegenhalten, daß die Arbeit ein Kompromiß in den Anschauungen der beiden bei der Vergebung von Bauarbeiten in Betracht kommenden Vertragsgegner ist, so daß nach ihrer Meinung hier eine Grundlage geschaffen ist, die möglichst alle gerechtfertigten Interessen zu befriedigen sucht. Ebenso haben die beteiligten Verbände ihren Mitgliedern dringend ans Herz gelegt, diese Bedingungen ihrerseits als die Grundlage zu betrachten, auf der sich die abzuschließenden Verträge aufbauen sollen. Soweit die Architekten-Verbände in Betracht kommen, kann nach dieser Richtung allerdings kein Zwang ausgeübt werden, sondern es muß der Einsicht dieser Kreise überlassen bleiben, sich diese Anschauungen zu eigen zu machen. Die Stellung der Behörden ist vorwiegend noch eine abwartende. Zustimmungserklärungen sind den beteiligten Verbänden bisher nur von wenigen Stellen zugegangen. In städtischen Kreisen scheint man die Bedingungen zum Teil als den Unternehmern zu weit entgegenkommend zu betrachten, doch ist diese Meinung keine einheitliche. Dazu kommt, daß die gleiche Arbeit von verschiedenen Seiten in Angriff genommen worden ist. So beschäftigt sich ein Unterausschuß des „Normenausschusses der deutschen Industrie" (Hochbaunormung) mit der gleichen Frage, über den derzeitigen Stand der dortigen Beratungen ist aber bisher nichts an die Öffentlichkeit gelangt. Besondere Verhandlungen, noch mit dem preuß. Ministerium der öffentlichen Arbeiten, sind auch von dem „Reichsverband für das Tiefbaugewerbe" geführt worden, die auf eine neuzeitliche Abänderung der staatlichen Vergebungsbestimmungen abzielten. Die an den „Reichsbedingungen" beteiligten Verbände sind der Ansicht, daß die besonderen Forderungen des Tiefbaues, vor allem bei den allgemeinen Bedingungen, nicht so abweichend sind, daß sich nicht der Tiefbau — vielleicht mit einigen besonderen Zusätzen — ebenfalls in die Reichsbedingungen eingliedern ließe, was eine weitere Vereinfachung bedeuten würde, da unsere Großunternehmerfirmen jetzt fast durchweg beide Zweige des Bauwesens pflegen. Man hat nur von einer sofortigen Einbeziehung abgesehen, um die Frage

nicht von vornherein weiter zu verwickeln. Die „Deutsche Gesellschaft für Bauingenieurwesen" ist bereit, bei den späteren Beratungen mitzuwirken.

Inzwischen hat sich die Sachlage aber weiter verschoben, insofern, als sich auch die Reichsbehörden mit dem ganzen Fragenkomplex befassen und die Angelegenheit aus dem Gebiet rein-technisch-wirtschaftlicher Erwägungen auch in das partei-politischer übergeführt zu werden droht. Infolge eines im Reichstage im Frühjahr angenommenen Antrages ist das Reichsschatzministerium, dem ja auch die Reichsbauverwaltung untersteht, beauftragt worden, einen Ausschuß einzuberufen aus Vertretern der zuständigen Arbeitgeber- und Arbeitnehmer-Organisationen, um für die Vergebung von Leistungen für das Reich und die Länder zunächst einheitliche Grundsätze zu schaffen, d. h. es soll zunächst nur die Frage einer Verbesserung des Verdingungswesens an sich geprüft werden. Erst nach Fertigstellung dieser Arbeit ist die Nachprüfung der allgemeinen und technischen Bedingungen für die Vergebung in Aussicht genommen. An den Arbeiten dieses Ausschusses sollen zwar später außer den Reichsbehörden auch Fachleute der Länder, der Provinzial- und Kommunalverwaltungen gehört werden, zunächst aber soll er sich auf die genannte paritätische Zusammensetzung aus Arbeitgeber- und Arbeitnehmer-Vertretern beschränken, natürlich unter Mitwirkung von Fachvertretern des Ministeriums. Die großen technisch-wirtschaftlichen Verbände sollen aber vorerst in diesen Fragen nicht gehört werden. Danach dürfte es leider noch gute Wege haben, ehe die Frage einer einheitlichen Regelung der Vergebungsbedingungen für das ganze Reich durch die Reichs- und Staatsbehörden gelöst wird.

Die Verbände, die sich bisher dieser Arbeit unterzogen haben, werden sich dadurch aber nicht entmutigen lassen. Sie werden zunächst darauf dringen müssen, daß sie bei den Beratungen des Reichsausschusses nicht ausgeschaltet, sondern ebenfalls gehört werden. Sie werden ihre Arbeit fortsetzen, die nun auf die technischen Bedingungen für Maurer-, Erd- und Zimmerarbeiten überzugehen hat, über die übrigens schon eine Reihe von Beratungen stattgefunden haben. Hierbei werden die rein technischen Gesichtspunkte nach den bisherigen Erfahrungen wohl weniger Schwierigkeiten bieten als die Grundlagen der Verrechnung, die Art des Aufmaßes. Hier hat sich bisher ein starker Gegensatz der Anschauungen der beiden Parteien gezeigt, doch ist zu erhoffen, daß schließlich Einigung unter dem Gesichtspunkte erzielt wird, daß es ja doch weniger auf die Art des Aufmaßes als auf die Einführung eines allgemein gültigen Maßstabes ankommt. Denn solange überhaupt noch ein Wettbewerb besteht, wird der einzelne Unternehmer seine Veranschlagung doch stets nach dem Gesichtspunkte einrichten müssen, daß er mit seinen Preisen wettbewerbsfähig bleibt. Sind für alle Unternehmer die Voraussetzungen die gleichen, hat sich jeder auf eine bestimmte Art der Abrechnung eingestellt, so ist deren Art weniger wichtig. Es läuft hier schließlich doch nur auf eine Zweckmäßigkeitsfrage hinaus.

Wichtig ist aber vor allem eine Zusammenfassung der jetzt an verschiedenen Stellen eingeleiteten Bestrebungen, denn aus einem Nebeneinanderarbeiten entsteht nur zu leicht ein Gegeneinanderarbeiten zum Schaden der Sache. Daß aber eine Vereinheitlichung der Bedingungen dem gesamten Bauwesen einen wesentlichen Nutzen leisten würde, darin dürfte doch wohl die Ansicht aller übereinstimmen. Diese Vereinheitlichung ist unseres Erachtens auch unabhängig von der Frage einer Verbesserung des Verdingungswesens überhaupt, sie kann nebenher gelöst werden. F. Eiselen.

AUS DER FACHLITERATUR DES AUSLANDES.

II. ENTWICKLUNG DER FRANZÖSISCHEN SEEHÄFEN WÄHREND DER KRIEGSJAHRE.

(Fortsetzung von Seite 47.)

In Nr. 9 der „Mitteilungen" haben wir schon eine kurze statistische Übersicht über die Verkehrsentwicklung der französischen Seehäfen vorausgeschickt, in Nr. 12 weitere Angaben folgen lassen über die Ausgestaltung der Häfen im allgemeinen. Im Folgenden sollen noch weitere Daten über einige der Seehäfen I. Klasse gegeben werden. Es sind z. Zt. 7, nämlich: Dünkirchen, Rouen, Le Havre an der Nordküste, Saint Nazaire, Nantes, Bordeaux an der Westküste und als einziger Hafen dieser Art am Mittelländischen Meer Marseille. Von den 7 Häfen sind 3, nämlich Rouen an der Seine, Nantes an der Loire, Bordeaux an der Garonne, Flußhäfen, während die übrigen unmittelbar an der offenen See liegen. Von den 3 Flußhäfen dient nur Bordeaux auch dem großen Überseeverkehr und ist Anlaufhafen für die großen Schnell- und Postdampfer, während die Häfen von Rouen und Nantes, die mehr der Küstenschiffahrt dienen, nach dieser Richtung ergänzt werden durch die ihnen an der Küste vorgelagerten Häfen von Le Havre bzw. Saint Nazaire.

1. Hafen von Bordeaux[1]).

Die Stadt Bordeaux liegt an der Garonne etwa 100 km oberhalb der Flußmündung, hauptsächlich am linken Ufer an der konkaven Seite einer scharfen Krümmung, so daß sich hier längs des Ufers gleich große Tiefen finden. Am rechten Ufer liegen die Endbahnhöfe der Orleans- und der Staatsbahn, während am linken Ufer nur der Bahnhof der Bahn du Midi liegt, der mit dem Eisenbahnnetz der gegenüberliegenden Seite durch eine Brücke in Verbindung steht. Außerdem entwickelt sich auf dieser Seite gegenüber dem Nordende der Stadt an einer schwächeren Gegenkrümmung des Flusses die Vorstadt La Bastide, so daß auch hier am Ufer gute Tiefen vorhanden sind. Durch eine einzige alte Straßenbrücke mit 17 Gewölben werden die beiden Ufer verbunden. Sie bildet die obere Grenze für die Seeschiffahrt auf der Garonne.

Diesen örtlichen Verhältnissen entsprechend spielte sich bei einem Flutwechsel von 4,5 m früher der ganze Umschlagverkehr im offenen Fluß ab. Am linken Ufer waren im Jahre 1910 im Ganzen 2500 m Kailänge vorhanden; auf dem rechten Ufer bei La Bastide bestanden Anlagestellen für die Umladung besonders schwerer Gegenstände mit Verladebrücken in Holz. Erst vor etwa 3½ Jahrzehnten ist am linken Ufer an der unteren Stadtgrenze ein durch Schleuse abgeschlossenes Hafenbecken mit senkrecht zum Ufer gerichteter Einfahrt angelegt worden, das etwa 1800 m Kailänge bot. Von der Doppelschleuse der Einfahrt hat die größere 146 m Länge, 22 m Breite, bei NW aber nur 6, bei HW 7,5 m Tiefe über dem Einfahrtsdrempel. Im Jahre 1902 ist das Becken noch um eine Abzweigung mit 1000 m Kailänge erweitert worden. Diese Becken waren an das Eisenbahnnetz aber nur durch die Gleise des Flußkais angeschlossen, die oft verstopft, den Wagenumlauf erschwerten. Die Zufahrt nach Bordeaux war außerdem infolge Versandung der Gironde, d. h. des Unterlaufes der Garonne nach Einmündung der Dordogne, öfter behindert. Die Tiefenverhältnisse waren solche, daß bis Bordeaux nur unter günstigen Verhältnissen Schiffe von 7,5 m Tiefgang gelangen konnten, während bis Pauillac, 50 m weiter unterhalb, im Höchstfalle Schiffe bis 8,5 m Tiefgang hinauffahren konnten.

Seit 1904 weist nun der Hafen von Bordeaux, der einen lebhaften Verkehr mit Zentral- und Südamerika sowie Ostafrika vermittelt, eine bedeutende Verkehrssteigerung auf. Der französische Bericht gibt den gesamten Güterumschlag an allen Kais im Fluß und in den Hafenbecken, sowie an den Ladebrücken und Anlegebojen 1904 mit 2,58 Mill. Tonnen, 1910 mit 4,05, 1913 mit 5,56, 1914 mit 3,38 und 1915 wieder mit 4,66 Mill. t an (bezüglich der letzteren Zahlen ist zu berücksichtigen, daß infolge der Frachtenkrise während des Krieges viele Güter, die früher über Marseille gingen, jetzt in Bordeaux ausgeladen werden, so namentlich auch englische Kohle für die Eisenbahn Paris—Lyon und für das Mittelmeer). Es wurde daher ein umfangreiches Programm für die Erweiterung und Verbesserung des Hafens aufgestellt, 1910 genehmigt und seitdem durchgeführt. Auch während des Krieges sind die Arbeiten trotz aller Hindernisse weiter gefördert worden. Diese Erweiterungsbauten bestehen zunächst in der Vertiefung der Gironde und des dem Seeverkehr dienenden Teiles der Garonne. Es ist zwischen Pauillac und Bordeaux eine vertiefte Fahrrinne ausgebaggert worden, die jetzt bei niedrigster Flut Schiffen von 7,5 m Tiefgang den Anlauf der Kaianlagen in Bordeaux gestattet[2]). Unter günstigen Verhältnissen erhöht sich diese Zahl auf 7,8 m, unter besonderen Umständen sogar auf 8,3 m. Bereits im Sommer 1916 sind Schiffe dieses Tiefgangs bis Bordeaux gelegentlich gelangt.

Der zweite Teil des Programms von 1910 sieht die Verbesserung des Hafens von Bordeaux selbst vor durch Umbau und Verlängerung

[1]) Vgl. die Berichte von Pawlowsky in „Le Génie civil" 1916, 2. Sept. und 1917, 11. August. Ein Auszug aus diesen Berichten mit Übersichtsplänchen und weiteren Literaturhinweisen findet sich in der „Schweizer. Bauztg." 1921 vom 18. Juni.

[2]) Beschreibung dieser Arbeiten in „Annales des Ponts et Chaussées" 1915 Heft 4.

der Flußkais an beiden Ufern und durch Vergrößerung der Hafenbecken, an dessen zweites sich ein parallel zum linken Flußufer stromab geführter, 6 km langer Kanal (canal de Grattequina) anschließt, der weiterhin in den Flußlauf wieder eingeführt, eine neue Einfahrt zu den Hafenbecken bietet. An diesem Kanal sind neben dem zweiten Hafenbecken 5 weitere Stichbecken vorgesehen, die einen verbesserten Gleisanschluß und durch eine rd 12 km lange Verbindungsbahn unmittelbare Verbindung mit dem Bahnhof der Bahn du Midi erhalten haben. Zu den Becken führend ist eine neue Einfahrtschleuse von 200 m Länge, 30 m Breite erbaut, deren Drempel 5,25 m unter NW, 8,73 m unter niedrigster Flut liegt. Der genannte Hafenkanal erhielt oberhalb seiner Ausmündung in die Garonne eine beckenartige Erweiterung, an der die Anlage von Trockendocks vorgesehen wurde.

Auch am rechten Ufer sind noch Verbesserungen durchgeführt worden. Diese Seite des Hafens hat sich, trotzdem die tiefe Fahrrinne bei Queyries unmittelbar an das Ufer herantritt und guter Eisenbahnanschluß leicht herzustellen war, nur langsam entwickelt. Erst 1890 sind hier die ersten Kaianlagen entstanden. Dann wurden Lagerhäuser und Industrieansiedelungen geschaffen und nun trat ein starkes Anwachsen des Verkehrs ein, der fortlaufende Erweiterungen der Liegeplätze erforderlich machte. Im Jahre 1908 wurden dort auf 1 m Kailänge 2272 t gegen nur 750 t des linken Ufers ausgeladen, das ist eine stärkere Beanspruchung als bei den Kaianlagen von Paris, die sonst vor dem Kriege den stärksten Verkehr aufwiesen. Neben einer Erweiterung der Kaianlagen, Ladebrücken usw., die 1916 eine Anlegelänge von 1072 m besaßen, ist daher namentlich auch durch Verbesserung der Ausrüstung mit Kranen usw. die Leistungsfähigkeit erhöht worden. Die hier geschaffenen Anlagen für den Umschlag von Kohle und Mineralien in Eisenbahnwagen oder in Silos oder auf Lagerplätze sind die leistungsfähigsten ihrer Art in Frankreich [3]). Von 1900 bis 1915 ist der Verkehr am rechten Ufer hinsichtlich der Zahl der anlegenden Schiffe (mit außerdem stark gewachsenem Tonnengehalt) um 83 vH, des Güterumschlags um 175 vH angewachsen.

Die nach dem Programm von 1910 vorgesehenen, bisher erwähnten Arbeiten waren damals auf eine Kostensumme von 136,5 Mill. Frs. geschätzt. Mit der Durchführung der Erweiterungsarbeiten sind die verfügbaren Uferstrecken in Bordeaux aber selbst ausgenutzt. Die Handelskammer hatte daher bereits für spätere Erweiterungen ihr Augenmerk auf eine weiter unterhalb zwischen Queyries und der Reede von Bassens gelegenen Niederung gerichtet, die sich zwischen dem Fluß und der Eisenbahnlinie nach Paris ausbreitet.

Einen weiteren Teil des damaligen Planes bildete ferner der Ankauf durch den Staat und der Betrieb durch die Handelskammer des Vorhafens Pauillac-Trompeloup, den Schiffe von 10 m Tiefgang anlaufen können. Die jährlich zu zahlende Summe entsprach damals einem Kapital von 6,7 Mill. Frs. Schließlich war die Herstellung eines Zufluchthafens bei Verdon an der Mündung der Gironde mit Tiefen von 12 bis 13 m vorgesehen, der also den größten Schiffen jederzeit den Anlauf gestattet. Die Kosten dieses letzten Planes waren auf 24 Mill. Frs. geschätzt.

Von den Erweiterungsbauten im Hafen von Bordeaux selbst befanden sich bei Kriegsbeginn nur 200 m Kai am linken Ufer im Bau. Im Ganzen standen damals 6270 m Kailänge an beiden Ufern und in den Hafenbecken zur Verfügung, außerdem noch 710 m in Pauillac. Die älteren Kaianlagen gestatteten aber nur das Anlegen von Schiffen bis 6 m Tiefgang im freien Flußlauf, in den Flutbecken, wie schon erwähnt, solchen von 6 bis 7,5 m Tiefgang. Zu den Kaistrecken kamen dann noch einige Anlegebojen für die Umladung auf Schuten. An Lagerplätzen waren in Bordeaux selbst 470 000 qm, in Pauillac 45 000 qm vorhanden. Die Eisenbahnverbindungen am linken Ufer waren, wie schon erwähnt, ungünstige und die Gleisanlagen unzureichend. Um den Bedürfnissen des Krieges zu entsprechen, wurden daher nicht nur die angefangenen Arbeiten mit größter Energie gefördert, sondern auch mit Beschleunigung neue Anlegeplätze an Bojen, Anlegepfählen und hölzernen Landebrücken geschaffen, umfangreiche Stapelplätze angelegt, neue Gleisverbindungen gebaut usw. Der Berichterstatter hebt hervor, daß, wenn überall mit solchem Eifer wie in Bordeaux gearbeitet worden wäre, sich in der Folge während des Krieges nicht so große Schwierigkeiten im Umschlagsverkehr der Häfen ergeben hätten, wie das tatsächlich der Fall gewesen ist.

Die bedeutendste Ausführung, die der Krieg im Hafen von Bordeaux zur Verwirklichung brachte, sind aber die schon genannten Anlagen in Bassens, die erst als spätere Erweiterungen für Handelszwecke geplant waren. Sie sind nun zunächst für rein militärische Zwecke, z. T. von amerikanischen Truppen ausgebaut worden, in der Form von hölzernen Ladebrücken mit zusammen 2550 m Länge, die 20 größeren Schiffen gleichzeitig Liegeplätze bieten. Diese Ladebrücken sind mit einem vorzüglichen, auf schnellste Abwicklung des Verladegeschäftes abzielenden Gleisanschluß nach amerikanischem Muster versehen. Außerdem wurden hier auch 400 m Kaianlage für nichtmilitärische Zwecke hergestellt. Die Handelskammer hat einen Teil der Kosten, namentlich die Ausrüstung mit Kranen usw. getragen. Hier bietet sich nun die Möglichkeit zur Anlage umfangreicher Lagerhäuser, für die in Queyries kein Platz mehr ist, und für die Ansiedlung solcher Industrien, die ihre Rohstoffe von Übersee, namentlich von den französischen Kolonien beziehen. Die hier in Bassens geschaffenen Anlagen, deren Ausgestaltung zu einem Freihafen von der Handelskammer gewünscht wird, sind die großzügigsten, die während des Krieges in französischen Häfen überhaupt ausgeführt worden sind.

Genaue Angaben darüber, wie weit der Ausbau der 1910 vorgesehenen Erweiterungen im Einzelnen bis heute durchgeführt ist, können hier nicht gegeben werden. Der Stand der Hafenanlagen bei Kriegsbeginn ist oben bereits bezeichnet. Nach dem (in Anmerk. 1 angezogenen) Bericht der „Schweizer Bauztg." ist die nutzbare Kailänge in den Hafenbecken von Bordeaux dieselbe geblieben, im Fluß hat sie sich um 286 m vermehrt, die Hauptzunahme entfällt auf die Anlagen in Bassens mit rd 2500 m. Im Hafen von Pauillac hat sich der Umfang der Kaianlagen von 710 m nicht erhöht. Dagegen ist der Hafen von Blaye (am rechten Ufer oberhalb Pauillac), der vor dem Kriege nur der Flußschiffahrt diente, mit 160 m Kailänge für Seeschiffe ausgestattet worden. Eine gewaltige Erweiterung von 70 auf 200 km, wovon 12 km auf die Verbindungsbahn am linken Ufer entfallen, hat dagegen das Gleisnetz erfahren. Auch die maschinellen Einrichtungen, die übrigens in den alten Hafenanlagen schon gute waren, sind noch erweitert und verbessert worden.

2. Hafen von Rouen [4]).

Der Hafen von Rouen, der nächst Paris auch den größten Binnenschiffahrtsverkehr aufweist, ist ganz vorwiegend ein Einfuhrhafen. Einer Einfuhr von 5,15 Mill. t im Jahre 1913 standen nur 0,45 t Ausfuhr gegenüber. Diese ist während des Krieges noch weiter gesunken und stellte sich 1918 nur noch auf 0,06 Mill. t, während die Einfuhr mit Beginn des Krieges sprungweise in die Höhe schnellte, 1915 bereits 8,01 Mill. t erreichte und 1918 auf 10,07 Mill. t angewachsen war. Mehr als $^1/_5$ der gesamten Güterzufuhr in diesem Jahr ist durch den einen Hafen gegangen, dessen Gesamtumschlag etwa das Doppelte von dem jedes der 3 großen Häfen Le Havre, Bordeaux bezw. Marseille betrug. Den Hauptanteil machte dabei die Kohleneinfuhr aus, die vor dem Kriege schon etwa 55 vH der gesamten Einfuhr betrug, während des Krieges aber auf 85 vH anstieg. Dieser gewaltige Aufschwung ist in der günstigen Lage von Rouen als Vorhafen von Paris begründet, die ihn zum Hauptumschlagsplatz für den Güteraustausch mit England, zum Hauptkohlenhafen Frankreichs machen mußte.

Rouen liegt etwa 130 km oberhalb der Seine-Mündung, aber umfangreiche Arbeiten an der Mündung und Anlage von Leitdämmen im Flußlauf haben günstige Tiefenverhältnisse geschaffen. Die Stadt breitet sich am rechten Seineufer am oberen Ende einer starken Krümmung aus, gegenüber liegt die fast ebenso ausgedehnte Vorstadt St. Sever und eine Reihe kleiner Vororte ziehen sich am linken Ufer abwärts. Von der Straßenbrücke in Stadtmitte (Pont Boildieu) erstreckt sich der Seehafen auf rd 15 km abwärts, während oberhalb das Gebiet des Binnenschiffahrtshafens beginnt. Der Flutwechsel beträgt bei Rouen allerhöchstens 2,4 m. Nachdem man zunächst ausschließlich die Flußufer selbst zu Kaianlagen ausgebaut hatte, ist man dann daher zur Anlage offener Hafenbecken übergegangen, von denen die beiden älteren am linken Ufer dicht unterhalb der Stadt hergestellt worden sind, das eine für den Holzverkehr, das andere größere und in seiner Einfahrt abschließbare für den Petroleumverkehr. Sie sind unter Benutzung vorgelagerter Inseln hergestellt und schmiegen sich dicht dem Ufer an. Nach 1910 ist dann ein größeres Doppelbecken mit Hafenzeung auf dem rechten Ufer unterhalb der Stadt bei St. Gervais in Angriff genommen worden, das nach vollendetem Ausbau 4000 m neuer Kailänge bietet. Ein Zukunftsplan ist die Ausführung zweier großer Becken an der unteren Grenze des Hafengeländes bei Petit Couronne mit zusammen 6000 m Kai. Die älteren Kaianlagen waren primitiver Art und vorwiegend in Holz ausgeführt. Sie sind nach und nach zum größten Teil durch massive Kaimauern ersetzt worden.

Bei Kriegsausbruch besaß der Hafen von Rouen im Fluß 43,3, in den beiden alten Becken zusammen 26,9 ha Wasserfläche. An Uferflächen waren 80 ha angeschlossen, von denen 48,3 ha zu Lagerplätzen ausnutzbar waren. An senkrechten Kais waren 6039 m vorhanden, außerdem 18 hölzerne Ladebrücken in den beiden älteren Becken. Um dem wachsenden Verkehr im Kriege zu genügen, wurden die schon 1910 angefangenen Kaibauten beschleunigt fertiggestellt und dadurch über 700 m neu gewonnen. Vor allem aber griff man, um dem Bedürfnis rasch zu genügen, hier zu dem Mittel, zahlreiche Anlegeplätze im Fluß zu schaffen, vor allem um ein unmittelbares Überladen der Kohle auf Flußschiffe zu ermöglichen und die Eisenbahnen zu entlasten. Während die Zahl der Anlegestellen 1914 nur 83 betrug, war sie bei Kriegsschluß auf über 140 gestiegen, davon 91 an den Kaianlagen und Ladebrücken, 56 im Fluß an Pfählen und Bojen. Die Durchschnittszahl der im Hafen monatlich gelöschten Schiffe, konnte von 256 im Jahr 1914 auf über 470 im Jahr 1916 gesteigert werden. So war es möglich, der gewaltigen Verkehrszunahme und den besonderen Bedürfnissen des englischen Heeres, für dessen Transporte ein nicht unbeträchtlicher Teil der Anlegestellen bereitgestellt werden mußte, zu genügen. Auch hier ging mit dem Ausbau der Anlegestellen natürlich ein solcher der Gleisanlagen Hand in Hand. Die guten Wasserverbindungen nach dem Binnenlande boten dabei für die Ableitung der Güter eine wesentliche Unterstützung. Fr. E.

[3]) Beschreibung in „Le Génie civil" 1920 vom 3. und 10. Juli.

[4]) Vgl, Pawlowsky in „Le Génie civil" 1917, 10. Febr. Auszug in der „Schweizer. Bauz." vom 18. Juni 1921, der wir hier vorwiegend folgen.

Schriftleitung: Reg.-Baumeister Fr. Eiselen, Berlin-Lichterfelde, Karlstr. 99. — Verlag von Julius Springer in Berlin W. — Druck von H. S. Hermann & Co. in Berlin SW.

MITTEILUNGEN
der
DEUTSCHEN GESELLSCHAFT FÜR BAUINGENIEURWESEN
Schriftleitung: Regierungs-Baumeister Fr. Eiselen. Berlin-Lichterfelde, Karlstraße 99. Telephon: L. 1040.
(Geschäftsstelle der Gesellschaft: Berlin NW. 7, Sommerstraße 4a. Tel.: Centrum 15207—15212).
2. Jahrgang 30. November 1921 Nr. 22

AUS NEUEREN VERSUCHEN MIT BAUSTOFFEN UND BAUKONSTRUKTIONEN*).

Von Otto Graf, Stuttgart.

(Fortsetzung von Seite 79.)

4. Versuche mit Eisenbeton[54]).

a) Einfluß der Eiseneinlagen auf die Raumänderungen des Betons.

Nach den neueren Beobachtungen beginnt ein ausgeprägter Einfluß der Eisen auf die Raumänderungen des Betons erst nach dem Abbinden des Zements[55]).

Der Einfluß des Eisens auf das Schwinden des Betons nimmt mit wachsendem Abstand von der Eisenoberfläche rasch ab.[56]) Dabei ist zu beachten, daß das Eisen von den Stabenden aus allmählich in Spannung gesetzt wird.[57])

Die rechnerische Verfolgung führte zu ausreichender Klärung.[58])

b) Gleitwiderstand des Eisens im Beton.

Hier ist auf die in Dresden ausgeführten lehrreichen Untersuchungen über den Einfluß von Erschütterungen vor, während und nach dem Abbinden des Zements zu verweisen.[59])

c) Widerstandsfähigkeit der Zugzone von Eisenbetonbalken. Bewehrung der Zugzone durch Eisen mit hochgelegener Streckgrenze.

Wiederholt ist die Frage erörtert worden,[60]) ob und gegebenenfalls um welchen Betrag die zulässige Anstrengung des Eisens bei Verwendung von Eisen mit hochgelegener Streckgrenze erhöht werden kann. Wenn hierzu die Vorgänge unter zulässiger Last verfolgt werden, so ergibt sich aus zahlreichen Versuchen, daß die Rißbildungslast von der Oberflächenbeschaffenheit des Rundeisens und von den Festigkeitseigenschaften des Eisens nicht abhängt, wie ohne weiteres zu erwarten ist.[61]) Das Fortschreiten der Rißbildung ist aber bei Eisen mit glatter Oberfläche (gezogenes Eisen, Stahl) rascher erfolgt als bei Eisen mit rauher Oberfläche; dieser Erscheinung kann durch Vergrößerung der Übertragungsflächen (weitergehende Aufteilung des Eisenquerschnitts bei Benutzung glatter Stäbe) begegnet werden.[62])

Geht die Zerstörung eines Eisenbetonbalkens von der Zugzone aus, so ist bei ausreichender Verankerung der Bewehrung die Fließgrenze (Streckgrenze) des Eisens maßgebend. Wird in solchen Fällen die Anstrengung des Eisens $\sigma_{e_{max}}$ unter der Höchstlast auf dem Wege der üblichen Rechnung ermittelt, so ergibt sich $\sigma_{e_{max}}$ etwas größer als die Streckgrenze σ_s des verwendeten Eisens beim Zugversuch, sofern es sich um gewöhnliches Handelseisen mit stark ausgeprägter Streckgrenze handelt; besitzt das Eisen eine weniger ausgeprägte Streckgrenze, was namentlich bei Stahl, also Eisen mit hochgelegener Streckgrenze aufzutreten pilegt, so kann $\sigma_{e_{max}}$ über σ_s noch erheblich hinausgehen.[63])

d) Ermittlung der Widerstangsfähigkeit von Stoßverbindungen der Eiseneinlagen.

Hinsichtlich der Art der Zusammensetzung von Einlagen aus mehreren Stäben können unterschieden werden[64]):

α) Verbindungen, die ohne Betonumhüllung eine hinreichende Widerstandsfähigkeit besitzen oder bei denen die Betonumhüllung die Widerstandsfähigkeit nicht wesentlich beeinflußt, d. s. Verbindungen durch Schrauben (Spannschlösser), Niete, durch Schweißen usf.

β) Verbindungen, die zur Erlangung einer hinreichenden Widerstandsfähigkeit (in bezug auf die Formänderung und auch hinsichtlich der Größe der Belastung) einbetoniert werden müssen.

Im Eisenbetonbau werden in der Regel Verbindungen der letztgenannten Art hergestellt, meist durch Nebeneinanderlegen der zu stoßenden Eisen auf eine gewisse Erstreckung, wobei die Enden der Eisen mit Haken versehen werden. Die Belastung des Eisens wird dann durch den Gleitwiderstand des einen Eisens und nötigenfalls den Haken desselben auf den Beton übertragen und von diesem wieder auf das zweite Eisen. Dementsprechend müssen die Eigenschaften des Betons, die den Gleitwiderstand des Eisens im Beton und die Widerstandsfähigkeit des Hakens bestimmen, wesentlich sein[65]).

Hinsichtlich der Anordnung der Eisen erwies es sich nach den praktischen Erfahrungen (Sicherung der Lage der Eisenstäbe) und auf Grund von Versuchen[66]) als zweckmäßig, die beiden zu stoßenden Eisen mit einer gemeinsamen Wicklung aus Bindedraht zu versehen und an den Enden der Eisen U-Haken anzubringen. Über den Einfluß der Länge L der Überdeckung liegen lehrreiche Versuche vor.[67]) Es fand sich — unter Verwendung eines Betons mit rd. 200 kg/qcm Würfelfestigkeit — bei Rundeisen mit d = 20 mm

---

*) In Nr. 19, Seite 74 sind nach der Korrektur 2 Druckfehler entstanden. In der linken Spalte, Zeile 1 von unten muß es statt 15 kg/qcm heißen: „63 kg/qcm", ferner bei Abb. 3 statt Betongrund: „Betonquader".

54) Eine zusammenfassende Darstellung der Ergebnisse der Forschung auf dem Gebiete des Eisenbetons ist kürzlich in Band 1 der 3. Auflage des Handbuchs für Eisenbeton erschienen.

55) Beton und Eisen 1921, S. 72 und 73.

56) Handbuch für Eisenbetonbau, 3. Aufl., 1. Band, S. 78.

57) Rudeloff, Heft 34 des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton, S. 29 u. f.; Graf, Deutsche Bauzeitung, Mitt. über Zement, Beton- und Eisenbetonbau, 1921, S. 51, Fußbemerkung 55.

58) Moersch, Eisenbetonbau, 5. Aufl., 1. Band, S. 125 u. f., sowie S. 375 u. f; Gaede, Zentralblatt der Bauverwaltung, 1918, S. 365 u. f.

59) Scheit, Wawrziniok und Amos, Heft 40 des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton, 1918; Handbuch für Eisenbetonbau, 3. Aufl., Band 1, S. 138 bis 140.

60) Vergl. aus neuerer Zeit u. a. Emperger, Heft 7 der Mitteilungen des Eisenbetonausschusses des Österr. Ing.- und Arch.-Vereins, 1918; Fruchthändler, Bauingenieur 1920, S. 664; Deppe, Deutsche Bauzeitung, Mitt. über Zement, Beton- und Eisenbetonbau, 1921, S. 113 u. f.

61) Heft 9 des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton, S. 83.

62) Handbuch für Eisenbetonbau, 3. Aufl., 1. Band, S. 105 u. f.

63) Näheres im Handbuch für Eisenbetonbau, 3. Aufl. 1. Band, S. 185 bis 188.

64) Vergl. Handbuch für Eisenbetonbau, 3 Aufl., 1. Band, S. 190.

65) Vergl. Heft 9 des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton sowie Handbuch für Eisenbetonbau, 1. Band, 2. Aufl., S 404, 3. Aufl. S. 149 u. f., namentlich S. 155, ferner S. 194 (Zusammenstellung 33, Spalten 1, 2 und 15).

66) Scheit und Wawrziniok, Heft 14 des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton, 1912.

67) Scheit, Wawrziniok und Amos, Heft 37 des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton, 1917.

L = 12 30 40 d

die Bruchlast zu 0,35 0,72 0,95 der Höchstlast der Balken mit durchgehenden Einlagen, sowie bei Rundeisen mit d = 30 mm und

L = 12 30 40 d

die Bruchlast zu 0,39 0,51, 0,80 der Last, die sich für Balken mit durchgehenden Eisen eingestellt hatte.

Im Einklang mit diesen Ergebnissen stehen die Mitteilungen von Slater, die interessante Angaben über die bei verschiedenen Lasten wirksame Länge der sich überdeckenden Eisen enthalten.[68])

e) Widerstandsfähigkeit des Eisenbetons gegen Druckbelastung.

α) Säulen. Bei Körpern, die gleichzeitig aus derselben Betonmischung in gleicher Weise hergestellt wurden und die bis zur Prüfung gleiche Behandlung erfuhren, zeigte sich, daß die Querbewehrung bis zu sehr hohen Belastungen ohne erheblichen Einfluß blieb,[69]) wie schon vor langer Zeit auf dem Wege der Rechnung nachgewiesen wurde.[70]) Die Längsbewehrung machte sich bei der Größe der Zusammendrückungen in dem Maße geltend, wie dies die rechnerische Verfolgung erwarten läßt,[71]) sofern die Krafteintragung in die Säulenenden derart geschah, daß Beton und Eisen im Gebiet der höchsten Belastung gleiche Zusammendrückung erfahren.[72])

Die Bruchlast von Säulen mit verschiedener Längsbewehrung aus Flußeisen und einer Querbewehrung, die nur zur Verhinderung des Ausknickens der Längsstäbe vorgesehen war, ergab sich als die Summe der Säulenfestigkeit des unbewehrten Betons und der Belastung der Längsstäbe an der Quetschgrenze.[73]) Erheblich über diese Last hinaus steigt die Bruchlast von Säulen mit kreisrundem Querschnitt, wenn dieser von einer starken Querbewehrung umschlossen, am besten umschnürt ist; die dabei auftretenden Formänderungen des Betons werden bedeutend, jedoch ohne daß der stark umschnürte Beton zerstört wird.[74]) Über Erscheinungen, die sich bei Eisenbetonsäulen als die Festigkeit mindernd geltend machen können, hat Rudeloff ausführlich berichtet,[75])

β) Balken. Die übliche Rechnung, die den Beton in der Zugzone vernachlässigt, führt innerhalb des Bereiches der zulässigen Spannungen in der Regel zu einer Überschätzung der Druckanstrengung des Betons. Eine befriedigende Übereinstimmung zwischen Rechnung und Versuch stellte sich ein, wenn die Verhältniszahlen in der Elastizität des Eisens und des Betons entsprechend den Ergebnissen der zugehörigen Druckversuche mit dem verwendeten Beton eingeführt und wenn die Wirkung des Betons in der Zugzone gemäß dem jeweiligen tatsächlichen Zustand beachtet wurde. Bei Balken mit rechteckigem Querschnitt, die in der Druckzone zerstört wurden, bevor die Beanspruchung der Einlagen in der Zugzone die Streckgrenze erreichte und bevor der Gleitwiderstand der Einlagen überwunden wurde, lieferte die Rechnung $\sigma_{b\,max}$ größer als die Würfelfestigkeit K desselben Betons. Das Mehr von $\sigma_{b\,max}$ gegen K war im hohen Maße abhängig von der Höhe des Balkenquerschnitts, von der Querschnittform (namentlich der Plattenbreite) usf. Auch die Beschaffenheit des Betons hatte erheblichen Einfluß.[76]) Bei geringwertigem Beton fiel der Wert $\sigma_{b\,max}$: K im allgemeinen größer aus als bei hochwertigem, weniger nachgiebigem Beton, wie zu erwarten stand; diese Feststellung erscheint praktisch wertvoll. Bei 150 cm breiten Plattenbalken betrug $\sigma_{b\,max}$: K rund 0,9 bis 1, wenn K = rd. 140 kg/qcm und wenn die Platte zweckmäßige Querbewehrung enthielt.

f) Bewehrung von Balken gegen Schubkräfte.

Die bis 1920 veröffentlichten Versuche geben Aufschluß über den Einfluß der Anordnung der Bewehrung gegen Schubkräfte[77]), vor allem hinsichtlich der Verteilung der aufgebogenen Eisen. Sie zeigen weiter, daß die Verankerung der Eisen besondere Beachtung verdient; sie lassen die Minderwertigkeit scharfer Aufbiegungen, den Einfluß der Form, der Zahl und der Stärke der Bügel, das Zusammenwirken von aufgebogenen Eisen und Bügeln erkennen.[78]) Hinsichtlich der Stärke der aufgebogenen Eisen denteten die Versuche an, daß die Anstrengung gut verankerter und sachgemäß angeordneter Eisen nach den amtlichen Bestimmungen erheblich überschätzt wird. Durch neuere Versuche ist diese Folgerung bestätigt worden, was von erheblicher praktischer Bedeutung sein dürfte.[79]) In bezug auf die rechnerische Verfolgung wird zu beachten sein, daß der Zustand von Balken, deren Widerstandsfähigkeit gegen Querkräfte für die Höchstlast maßgebend ist, unter hohen Belastungen nicht mehr den Voraussetzungen der üblichen Rechnung entspricht.[80])

g) Widerstandsfähigkeit von Platten usf. gegen konzentrierte Belastungen.

Nach den bisher vorliegenden Beobachtungen unterschätzen die amtlichen Bestimmungen die Widerstandsfähigkeit von zweiseitig und von allseitig aufliegenden Platten unter konzentrierten Lasten.[81]) Bei scharfer Zusammendrängung bedeutender Lasten sind die Schubanstrengungen zu verfolgen, die um das Gebiet der Laststelle entstehen.[82])

h) Versuch mit Balken auf zwei Stützen, die über den Widerlagern eine mehr oder minder große Einspannung erfuhren.

Emperger hat u. a. lehrreiche Beobachtungen über die Wirkung von Gewichten als Belastung über den Widerlagern und über die Wirkung der Einmauerung von Balkenenden veröffentlicht.[83]) Sie geben ein Bild des unter solchen Verhältnissen möglichen Grades der Einspannung, ohne daß allerdings die Einmauerung usf. die teilweise Einspannung dauernd gewährleisten dürfte.

In Stuttgart ausgeführte Versuche[84]) hatten die Aufgabe, für verschiedene Belastungen P, Abb. 5, die Einspannlast P_e derart zu bestimmen, daß die Einspannquerschnitte senkrecht blieben; es war also in allen Fällen angestrebt, volle Einspannung zu erlangen. Soweit es sich um Balken mit einer Bewehrung handelte, wie sie die Elastizitätslehre verlangt, fanden sich die Einspannlasten P_e, also auch die Einspannmomente, innerhalb der zulässigen Lasten gleich oder nur wenig verschieden von der Last P_e', wie sie die übliche Rechnung liefert. Die Untersuchungen erstreckten sich auch

---

[68]) Slater. Structural laboratory investigations in concrete made by concrete ship section, Emergency fleet cooporation, Proccedings American Concrete Institute 1919.

[69]) Vergl. z. B. Handbuch für Eisenbetonbau, 3. Aufl., 1. Band, S. 201 u. f.

[70]) Koenen, Grundzüge für die statische Berechnung der Beton- und Eisenbetonbauten.

[71]) Vergl. die in Fussbem. 69 bezeichnete Quelle, S. 197 u. .

[72]) Eine zusammenfassende Darstellung der bis 1920 veröffentlichten Versuche mit Säulen gab Moersch im 1. Band seines Buches „Der Eisenbetonbau" (5. Aufl.) S. 158 u. f.

[73]) Moersch, Eisenbetonbau, 5. Aufl., 1. Band S. 162; Handbuch für Eisenbetonbau., 3. Aufl., 1. Band, S. 205 uf.

[74]) Mörsch, Eisenbetonbau, 5. Aufl., 1. Band. S. 202 u. . Graf, Die Druckfestigkeit von Zementmörtel, Beton, Eisenbeton und Mauerwerk, S. 60 u. f.

[75]) Heft 28 und 34 des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton, 1914 und 1915.

[76]) Vergl. u. a. Handbuch für Eisenbetonbau, 3. Aufl., 1. Band. S. 210 bis 231, sowie S. 236, ferner Slater und Zipprodt, Proceedings American Concrete Institute, 1920 (Compressive strength of concrete in flexure).

[77]) Vergl. namentlich Heft 10, 12 und 20 des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton.

[78]) Vergl. Handbuch für Eisenbetonbau, 3. Aufl., 1. Band, S. 254 u. f.

[79]) Heft 48 des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton, 1921.

[80]) Vergl. Handbuch für Eisenbetonbau, 3. Aufl., 1. Band, S. 278.

[81]) Vergl. u. a. Heft 30 und 44 des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton; Talbot, Bulletin Nr. 67 der University of Illinois; Schweiz. Bauztg. 1914, Band 64, S. 268 u. f.; Frank, Eisenbeton, 3. Aufl., S. 178 uf.

[82]) Handbuch für Eisenbetonbau, 3. Aufl., 1. Band, S. 328, sowie S. 332 bis 335.

[83]) Heft 4 und 5 des Eisenbetonausschusses des Österr. Ing.- und Arch.-Vereins.

[84]) Heft 45 des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton, 1920.

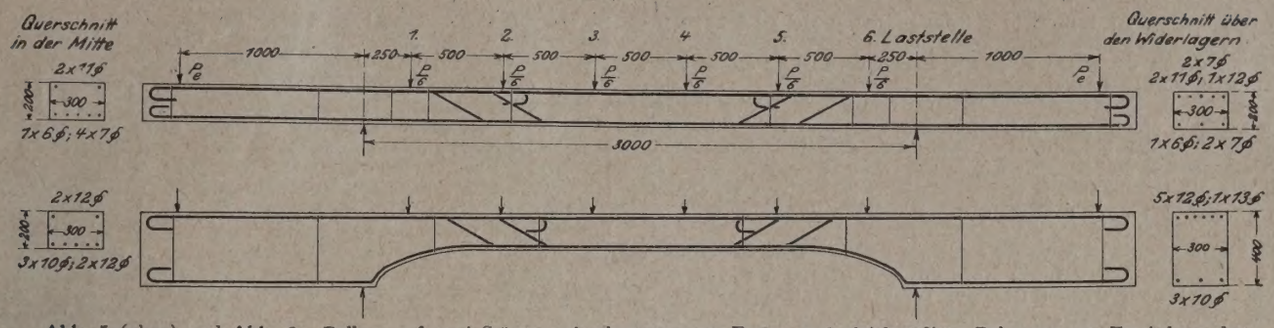


Abb. 5 (oben) und Abb. 6. Balken auf zwei Stützen mit eingespannten Enden und gleichmäßiger Belastung zur Ermittlung des Einspannmomentes (Stuttgarter Versuche).

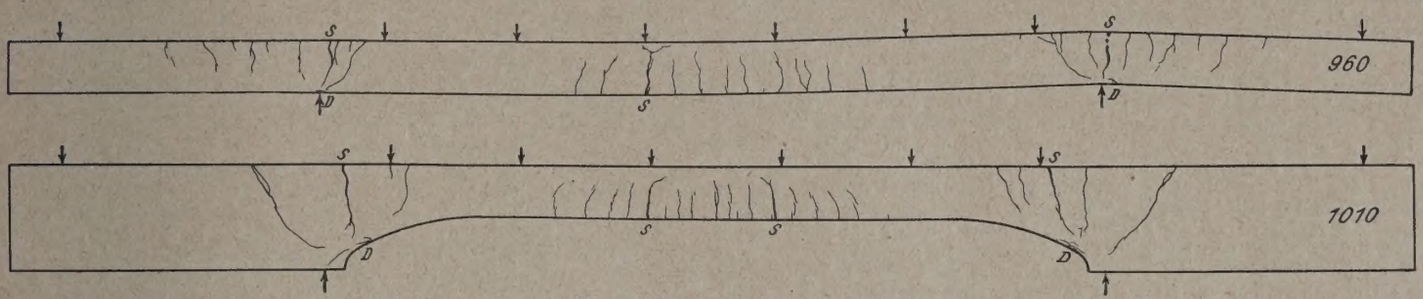


Abb. 7 (oben). Balken in der Ausbildung und Bewehrung der Abb. 5 nach Überschreitung der Höchstlast.
Abb. 8 (unten). Balken Koenenscher Bauweise nach Abb. 6 nach Überschreitung der Höchstlast.
(Nach Heft 45 des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton. Versuche mit eingespannten Eisenbetonbalken).

auf Voutenbalken. Hierbei erwies sich die Anordnung der Eisen nach der Art Koenenscher Voutenbalken in bezug auf die Ausnützung des Eisens unter der Höchstlast vorteilhafter als die Anordnung nach Abb. 6 (Belastungsanordnung in beiden Fällen nach Abb. 5 und 6, also gleichmäßig verteilte Last). Die Zerstörung erfolgte in der Regel gemäß Abb. 7 (gültig für Balken nach Abb. 5) und Abb. 8 (gültig für Balken mit Bewehrung nach Koenen); infolge Überschreiten der Streckgrenze der Eisen in der Zugzone öffneten sich die Risse S, worauf der Beton bei D zerdrückt wurde.

i) Versuch mit Eisenbetonquadern zu Brückengelenken.[85])

Hier ist u. a. bemerkenswert, daß mit einer Steigerung der Rißbildungslast durch die Bewehrung in der Regel nicht gerechnet werden kann. Die Höchstlast wurde in allen Fällen gesteigert, wie zu erwarten war. Die Festigkeitserhöhung durch die Bewehrung dürfte aber in der Regel mehr als ausgeglichen werden durch die Abnahme der Festigkeit des Betons mit dem größeren Wasserzusatz, der bei Eisenbeton nötig ist.

k) Verhalten des Eisens im Beton.

Die bisher bekanntgegebenen Erfahrungen[86]) über den Schutz des Eisens im Beton dürften in ausreichender Übereinstimmung stehen mit dem, was in den deutschen Vorschriften für Eisenbeton gefordert ist. —

(Schluß folgt.)

AUS DER FACHLITERATUR DES AUSLANDES.

II. ENTWICKLUNG DER FRANZÖSISCHEN SEEHÄFEN WÄHREND DER KRIEGSJAHRE.

(Fortsetzung von Seite 84.)

3. Hafen von Nantes[1]).

Die Entwicklung des Hafens von Nantes, 56 km oberhalb der Mündung der Loire gelegen, litt bis gegen Ende vorigen Jahhunderts an dessen mangelhafter Zugänglichkeit, da der verwilderte und vielfach versandete Flußlauf für die wachsenden Schiffsgrößen nicht mehr die genügende Fahrwassertiefe bot. Den ersten Versuch zu einer Verbesserung des Fahrwassers stellt der 1892 dem Verkehr übergebene, 15 km lange, mit einem Kostenaufwand von 26,7 Mill. Frs. ausgeführte Umgehungskanal am linken Ufer zwischen Carnet und La Martinière dar. Er hatte den Erfolg, daß sich der Verkehr von 1887—1900 von 471 017 t auf 998 798 t hob. Dieser Erfolg veranlaßte die Regierung zur Aufstellung eines umfangreichen Programms zum Ausbau der ganzen Flußstrecke von St. Nazaire bis Nantes, des dortigen Hafens selbst durch Schaffung neuer Kaianlagen und zur Verbesserung der von Nantes abzweigenden Binnenwasserstraßen[2]).

Die Arbeiten an der unteren Loire, die zunächst mit 22 Mill. Frs. Kosten veranschlagt waren, bestanden in Baggerungen, Felsausbruch aus der Flußsohle, Beseitigung zahlreicher den Strom beengender Inseln und Herstellung eines regelmäßigen Flußschlauches durch Leitdämme in Steinschüttung mit dem Ziel, zunächst Schiffen von höchstens 6 m Tiefgang die Einfahrt zum Hafen von Nantes bei niedrigstem NW zu ermöglichen. Es wurde dabei gleich in Aussicht genommen, die ausnutzbare Tiefe später bis 8 m zu steigern. Bei Kriegsausbruch konnten bereits Schiffe von 6 m Tiefgang fast bei jedem Wasserstand bis Nantes gelangen, im Jahre 1920 nach einem Bericht der Handelskammer[3]) bei tauber Flut solche von 6,5 bis 6,7 m Tiefgang. Durch weitere Arbeiten im Unterlauf erhofft man jetzt mit Sicherheit eine ausreichende Fahrwassertiefe für Schiffe von 7,5 bis 8 m Tiefgang zu schaffen. Bis La Martinière aufwärts denkt man dieses Ziel bis Ende dieses Jahres schon zu erreichen.

---

[85]) Spangenberg, Protokoll über die 17. Hauptversammlung des Deutschen Betonvereins 1914, S. 282 u. f.; Graf, Heft 232 der Forschungsarbeiten auf dem Gebiete des Ingenieurwesens, 1921, sowie Handbuch für Eisenbetonbau, 3. Aufl., Band I, S. 352 u. f.

[1]) Vgl. Pawlowski in Génie civil 1916 vom 4. November.

[2]) Nähere Angaben über den Plan in Génie civil 1913 vom 29. November und in Annales des Ponts et Chaussées 1916, Bd. V.

[86]) Vergl. u. a. Scheit, Wawrziniok und Amos, Heft 31 des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton, 1915; Wörnle, Beton und Eisen 1917, S. 221 u. f., 1918, S. 13 u. f. Burchartz, Mitt. aus dem Materialprüfungsamt Berlin-Dahlem 1920, S. 149 u. f.; Gary, Heft 47 des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton, 1920; Graf, Handbuch für Eisenbetonbau. 3. Aufl., I. Band S. 366 bis 368.

[3]) Vgl. die englische Zeitschrift „The Engineer" 1921 vom 15. Juli.

In den letzten 10 Jahren (der französische Bericht ist 1916 geschrieben) waren über 1 km neue Kaianlagen geschaffen, an älteren Kaianlagen war durch Vorsetzen hölzerner Ladebrücken und durch Felsbeseitigung im Flußbett Anlegemöglichkeit für größere Schiffe erreicht. Schiffe bis 7,5 m Tiefgang konnten aber nur am Kai von Roche-Maurice anlegen, einem unterhalb Nantes am rechten Ufer gelegenen kleineren Hafen, der aber in die Verwaltung der gesamten Hafenanlagen eingezogen und berufen ist, in diesen etwa dieselbe Rolle zu spielen, wie die Hafenanlagen von Bassens im Hafen von Bordeaux. Es wurde daher für den Ausbau des Hafens selbst ein weiteres Programm aufgestellt.

Die Stadt Nantes liegt vorwiegend am rechten Ufer des Flusses an einer starken Stromspaltung: Nordarm und Arm von Pirnil. Die zwischen den beiden Armen liegende Insel wird noch von einem kürzeren vom Nordarm abzweigenden Flußarm ungleich geteilt. Der dadurch abgetrennte nach dem rechten Ufer zu gelegene kleinere Teil ist ganz bebaut, die große Insel bietet dagegen am Arm von Pirnil ein ausgedehntes Gelände zu Hafenanlagen. Nach dem neuen Programm sollten gleich oberhalb der Hauptstromspaltung am rechten Ufer des Pirnil-Armes mit der Möglichkeit bequemen Eisenbahnanschlusses 1723 m Kai neu geschaffen werden. Ferner war weiter unterhalb an günstiger Stelle ein großes Trockendock vorgesehen. Zur weiteren Verbesserung der Fahrwassertiefe sollte ferner der Flutwelle durch Umbau von 2, die Flußarme beengenden Brücken freie Bahn und oberhalb Nantes ein 22 km langes, 6 Mill. cbm Wasser fassendes Speicherbecken gebildet werden. Durch den dann wesentlich verstärkten ausgehenden Ebbestrom denkt man dann die gebaggerten Tiefen im Flußlauf leicht erhalten zu können. Die Gesamtkosten dieses Planes waren auf 28 Mill. Frs geschätzt.

Am rechten Ufer des Flusses innerhalb der Stadt zieht sich ferner auf einer Strecke von 1 km die Linie Nantes—St. Nazaire der Orleansbahn unmittelbar am Ufer hin und hindert dort dessen Ausnutzung zu Umschlagzwecken. Hier soll entweder eine Hochlegung der Bahn auf Viadukt oder eine Verlegung um die Stadt herum erfolgen. Die Handelskammer gibt letzterem Plan den Vorzug.

Weitere Pläne sehen eine Verbesserung des Oberlaufes der Loire zur Erhöhung der Leistungsfähigkeit der Binnenschiffahrt, einen Ausbau des Schiffahrtskanales Nantes—Brest usw. vor. Die Pläne sind aber von einer Beteiligung der Interessenten an den Kosten abhängig gemacht, daher ist ihre Verwirklichung vorläufig noch nicht zu erwarten.

Bei Beginn des Krieges bot der Hafen von Nantes dem Umschlagverkehr von Gütern 2600 m Kailänge und einschließlich der Anlagen in Roche-Maurice 3100 m. Die Ausrüstung mit Umschlagseinrichtungen war eine verhältnismäßig gute, an Schuppenflächen zu öffentlichen Zwecken waren 58 000 qm vorhanden.

Nach Ausbruch des Krieges wurden vor allem die Austiefungsarbeiten und der Bau der Leitdämme mit größter Beschleunigung weitergeführt. Über den Erfolg ist schon oben berichtet. Ebenso wurden die Ausführungsarbeiten an den neuen Kaianlagen, die teils auf Eisenbetonpfahlrost, teils auf Gewölben ruhen, und deren Gründungsarbeiten bereits in Angriff genommen waren, energisch weiter gefördert. Diese neuen Kais schieben sich am Pirnil-Arm um 50 m gegen die alte Uferlinie vor und haben hinter sich einen nutzbaren Landstreifen von 50—80 m Breite. Ende 1916 waren über 300 m Kailänge bereits vollendet. Nach neueren Berichten waren Ende 1920 die Arbeiten im Arm von Pirnil in der Haupsache durchgeführt[4]).

Um dem dringendsten Bedürfnis zu genügen, wurden im Kriege außerdem an zwei Stellen provisorische Anlegestellen in Holz von etwa je 200 m Länge geschaffen. An dem einen wurde Getreide, das von St. Nazaire in Flußschiffen aufwärts gebracht war, durch zwei elektrisch betriebene Elevatoren von je 400 t täglicher Leistung ausgeladen, an der anderen in Seeschiffen herangebrachtes Getreide durch Dampfkrane auf Flußschiffe übergeladen. Hinter den neuen Kaianlagen am Arm von Pirnil bis an die Staatsbahn heran wurde der verfügbare Platz zur Lagerung von Eisen und Holz in großem Maßstab ausgenutzt. Durch elektrische Winden, durch weitere Entladeeinrichtungen für Getreide, namentlich Aufstellung eines Saug-Hebewerkes von 700—800 t Leistungsfähigkeit, durch Verbesserung der Gleisanlagen wurde die Leistungsfähigkeit des Hafens weiter erhöht.

Durch Verbesserung der Zufahrtsverhältnisse hat sich der Verkehr von Nantes, der wegen der geographischen Lage und günstigen Eisenbahnverbindungen des Hafens nach Nordosten, Westen, nach Paris (drei Linien) und als Zentrum eines entwicklungsfähigen Industriegebietes günstige Vorbedingungen findet, wesentlich gehoben. In den 20 Jahren von 1893—1913 ist die Schiffahrtstonnage von 776 048 auf 2,1 Mill. gewachsen, der Güterumschlag von 544 221 auf 1,96 Mill. t, also auf fast das Vierfache. 1946 Schiffe waren 1913 die Loire aufwärts bis Nantes gefahren. Zu Beginn des Krieges sank der Handelsverkehr, da größere Teile des Hafens für die britische Armee beansprucht wurden, hob sich dann aber bald wieder und hatte bereits 1915 seinen früheren Stand wesentlich überschritten. Die Schiffstonnage betrug 2,79 Mill., der Güterumschlag 2,57 Mill. t. Die Leistung des Hafens im Monatsmittel ist gegenüber 1914 im Jahre 1915 um 30, 1916 um 50 vH. gestiegen. Die Einfuhr machte schon vor dem Kriege 85 vH. des Gesamtumschlage[illegible]s. Im Kriege ging die Ausfuhr dann fast ganz zurück. Kohle, G[illegible]e und Eisen sind die Haupteinfuhrartikel. Nantes wurde Haupt[illegible]n für die Stahleinfuhr. Der Haupthandel spielt sich mit England [illegible] aber auch der Verkehr mit Amerika wurde ausgedehnter.

Hier, wie in anderen Häf[illegible]n, wurde die Leistungsfähigkeit des Hafens im Kriege durch den M[illegible]gel an Handarbeitern und rollendem Material stark beeinträchtigt. [illegible]e vorhandenen Anlagen hätt[illegible]n sonst eine wesentlich günstigere Ausnutzung gestattet.

Auf die Bedeutung der Hafenanlagen in Roche-Maurice ist schon hingewiesen worden. Sie waren ursprünglich geschaffen für den Transitverkehr schwerer Güter, hauptsächlich für die Vers[illegible]hiffung von Eisenerzen nach Deutschland. Mit Beginn des Kr[illegible]ges wurde nach Einstellung dieses Exportes der Hafen teils zu Heereszwecken hauptsächlich aber zur Kohleentladung benutzt. Er gab an den Bahnhof von Chatenay 1913 195 000, 1914 262 000, 1915 460 000 t Kohle ab. Die Ansiedlung industrieller Anlagen, die Schaffung großer Kohlenlagerplätze eröffneten dem Hafen neue Aussichten. Im Jahre 1912 vollendet, waren die Anlagen bald überbeansprucht. Ihre Erweiterung ist daher vorgesehen, die namentlich auch der Metallindustrie Ansiedlungsmöglichkeit bieten soll, die hier durch die reichen Erzlager von Anjou und der Bretagne sowie durch die bequeme Kohlenzufuhr aus England besondere günstige Lebensverhältnisse findet. Die Handelskammer hat den Wunsch, diese leicht zu isolierenden Anlagen zu einem Freihafen auszugestalten.

4. Der Hafen von Marseille[5]).

Der Hafen von Marseille ist von Alters her der Hauptstapelplatz am Mittelländischen Meere gewesen und auch das Aufblühen von Genua hat ihm diese Stellung nicht rauben können. Der Hafen zieht sich bekanntlich mit seinen bestehenden, in Ausführung begriffenen und geplanten Hafenbecken in nordwestlicher Richtung von der Stadt am Ufer der Bucht, an deren Südostecke Marseille liegt, in einer zusammenhängenden Kette von untereinander in Verbindung stehenden, meist rechteckigen Hafenbecken hin, die mit Ausnahme des älteren Beckens dem Ufer vorgelagert, dem offenen Meer durch Anlage eines etwa parallel zum Ufer verlaufenden Steindammes abgewonnen sind und durch senkrecht zum Ufer stehende Hafenzungen aufgeteilt und voneinander abgetrennt werden. An beiden Enden sind Vorhäfen und Einfahrten angeordnet. Bei dem geringen Flutwechsel des Mittelmeeres sind alle Becken offen. Nur das älteste Hafenbecken (Port vieux) am Südende des ganzen Gebietes schiebt sich in einer kleinen Bucht in das Land hinein. Bis 1840 diente es allein dem Hafenverkehr und wurde lediglich ausgetieft und in seinen Kaianlagen verbessert. Es hat eine Wasserfläche von 27,47 ha und 1871 m nutzbare Kailänge, sowie eine Wassertiefe von 7 m bei NW.

Von 1844 bis 1870 vollzieht sich dann die erste bedeutende Erweiterung des Hafens; es folgen nacheinander die Hafenbecken von La Joliette und die vier weiteren Becken einschließlich des Bassin National. Im Jahre 1893 wurde das Becken von Pinède angefangen, hinter dem in ein besonderes Vorbecken der noch nicht ganz vollendete Seekanal von der Rhone in den Hafen von Marseille einmündet, der nach Durchbrechung des Höhenrückens zwischen dem Landsee von Berte und der Bucht von Marseille mit dem nach dem Kriege vollendeten Rove-Tunnel durch einen Damm von der Bucht abgetrennt ist. Die Becken haben Tiefen, die im allgemeinen zwischen 6 und 9 m liegen, längs der Abschlußmauer nach der See aber zum Teil bis 15 m reichen. Die Kaimauern, Hafenzungen und Dämme sind entweder auf den festen Untergrund gegründet oder auf Steinschüttungen gestellt. Sie sind teilweise in künstlichen Blöcken, teilweise unter Luftdruck ausgeführt.

Vor dem Kriege besaß der Hafen von Marseille insgesamt etwa 200 ha Wasserfläche, davon 147 ha für den Güterumschlag dienende eigentliche Hafenbecken, 18 ha in Vorhäfen, 22 ha in Becken für Reparaturzwecke, der Rest für Verbindungen usw. Die gesamte Uferlänge betrug 22,19 km, davon 15 km nutzbare Kailänge für den Umschlagsverkehr. Etwa 183 Mill. Frs. waren für diese Arbeiten ausgegeben, die Marseille zur umfangreichsten Hafenanlage Frankreichs macht.

Im Jahre 1909 angefangen, befand sich ferner bei Kriegsbeginn das Bassin de la Madrague im Bau, das dem Hafengebiet weitere 2,58 km Kailänge zuführen wird. Die Mauern werden hier auf in Docks hergestellte, schwimmend zur Baustelle gebrachte Eisenbetonsenkkasten von außergewöhnlichen Abmessungen gegründet. Die Maurerarbeiten an diesem Dock sind jetzt im wesentlichen vollendet.

Bedeutende Erweiterungen wurden ferner im Jahre 1913 im Vorprojekten genehmigt. Es handelt sich vor allem um den Bau eines weiteren großen Beckens (Bassin Mirabeau) am Westende des Hafens von 63 ha Wasserfläche, einem Wendeplatz von 450 m Durchmesser und 5,9 km nutzbarer Kailänge. Die äußere Abschlußmauer des Beckens nach der See zu kommt hier in Tiefen von 35—40 m zu stehen. An den Kaianlagen sollen Schiffe von 13 m Tiefgang anlegen können. Die Gesamtkosten dieses Beckens waren auf 123 Mill. Frs. geschätzt.

(Fortsetzung folgt.)

[4]) Vgl. die Fußnote [3]).

[5]) Vgl. Pawlowski in Génie civil 1916 vom 16. Dezember und Schweiz. Bauztg. 1921 vom 23. April.

Schriftleitung: Reg.-Baumeister Fr. Eiselen, Berlin-Lichterfelde, Karlstr. 99. — Verlag von Julius Springer in Berlin W. — Druck von H. S. Hermann & Co. in Berlin SW.

MITTEILUNGEN
der
DEUTSCHEN GESELLSCHAFT FÜR BAUINGENIEURWESEN
Schriftleitung: Regierungs-Baumeister Fr. Eiselen. Berlin-Lichterfelde, Karlstraße 99. Telephon: L. 1040.
(Geschäftsstelle der Gesellschaft: Berlin NW. 7. Sommerstraße 4a. Tel.: Centrum 15207—15212).
2. Jahrgang | 15. Dezember 1921 | Heft 23

AUS NEUEREN VERSUCHEN MIT BAUSTOFFEN UND BAUKONSTRUKTIONEN.

Von Otto Graf, Stuttgart.

(Schluß von Seite 87.)

5. Versuche zur Ermittlung der bei Herstellung von Hand- und Maschinennietungen in den Nieten und Blechen auftretenden Anstrengungen.

Hier ist auf die Versuche von Baumann zu verweisen[87]), die über die in mit Druckwasserpressen eingezogenen Nieten wirkenden Kräfte Aufschluß geben. Hiernach empfiehlt es sich vor allem, den Schließdruck der Nietmaschine nicht größer zu nehmen als zur Ausbildung des Kopfes nötig ist[88]). Wird die Schließkraft größer als erforderlich genommen (nach den Versuchen genügen etwa 6500 bis 8000 kg auf 1 qcm des Nietquerschnitts), so werden die Bleche unzulässig hoch beansprucht. Eine festere Nietverbindung wurde nicht mehr geschaffen, im Gegenteil, die in dem Niet beim Erkalten wachgerufene Zugkraft hat abgenommen. Abb. 9 zeigt den Kopf eines Nietes, der mit zu hoher Kraft geschlossen wurde; auf dem Blech erschienen Streckfiguren, die Fließgrenze des Blechmaterials ist somit überschritten worden.

Abb. 9. Spiralig verlaufende Streckfiguren auf dem Blech bei einer Nietung mit zu hoher Schließkraft.

Aus den weiteren Feststellungen ist hervorzuheben, daß kurze Niete geringere Nietkraft ergaben als lange[89]). Bei einer Länge der 28 mm starken Niete gleich dem Dreifachen des Durchmessers erreichte die Nietspannung ungefähr die untere Streckgrenze des Nietmaterials; bei längeren Nieten zeigte sich deshalb keine weitere Steigerung der Nietkraft.

Von Bedeutung sind ferner die Versuche über den Einfluß der Schließzeit. Erfolgt zu frühzeitiges Lösen des Druckes und sind die Bleche uneben (was bei Bauwerken oft der Fall sein dürfte) oder federn sie beim Einziehen der Nachbarniete auf, so ergeben sich ganz unbedeutende Nietkräfte. Bei solchen Nieten besteht die Gefahr, daß sie im Betrieb sehr bald zu klappern beginnen.

Wichtig ist ferner die Feststellung, daß bei nur teilweise angewärmten Nieten die Gefahr entsteht, daß der Setzkopf abspringt und das Material dauernd geschädigt wird. Baumann hebt dazu hervor, daß dem Abspringen des Setzkopfes durch Anordnung eines ausreichenden Übergangs zwischen Schaft und Nietkopf mit Erfolg entgegengewirkt werden kann[90]). In diesem Zusammenhang sei auf eine Arbeit von Frémont verwiesen, die in der Zeitschrift des Vereins deutscher Ingenieure 1907, S. 1152 von Baumann ausführlich besprochen ist. Dieser macht aufmerksam, daß die von Frémont empfohlene Anordnung eines „Speisehalses", d. i. einer Schaftverdickung am Setzkopf, zu dem Zweck, eine scharfe Füllung des Nietloches zu sichern, eine unzulässige Beanspruchung der Bleche, also eine Gefährdung der Sicherheit des Bauwerkes bedeuten kann. Hierauf sei insbesondere deshalb aufmerksam gemacht, weil der Vorschlag von Frémont aus der Anschauung hervorgeht, daß der Schubwiderstand der Niete das Maßgebende sei, während es, wenn dauernd festsitzende Niete erzielt werden sollen, darauf ankommt, den Gleitwiderstand der Verbindung ausreichend groß zu erhalten.

Im Einklang mit vorstehenden Beobachtungen stehen im wesentlichen die Versuche von H. Rudeloff[91]). Sie verfolgen den Einfluß verschiedener Nietverfahren auf die Größe der Nietkraft und auf die Materialeigenschaften des Niets und bringen damit wertvolle Ergänzungen älterer Erkenntnisse.

Die Wirkung der Anfangsspannungen in Nieten und Schrauben hat neuerdings Kayser für den Fall dargestellt, daß die äußeren Kräfte parallel den Achsen der Niete und Schrauben angreifen[92]).

6. Versuche über die in Nietverbindungen auftretenden Anstrengungen.

Über die Verteilung der Anstrengungen in gelochten Zugstäben ohne und mit Nietung berichteten in neuerer Zeit Leon und Zidlicky[93]), sowie Rudeloff[94]). Die Versuche geben ein anschauliches Bild des Spannungsstromes in den Blechen (Stauungen neben dem Nietloch, Senkungen vor dem Nietloch usf.). Auf dem gleichen Gebiet erschienen in letzter Zeit u. a. Arbeiten von Rühl[95]), Findeisen[96]) und Wolff[97]).

Für die Praxis sehr beachtenswert sind die Ergebnisse der Versuche mit Anschlüssen steifer Stäbe, über die Rudeloff berichtet hat[98]). Sie geben vor allem ein Bild der Art und Größe der Nebenspannungen in Zuggliedern, wenn die Achse der Zugkraft im Anschluß mehr oder minder gegen die Achse des Zugstabes versetzt ist. Hiervon hängt u. a. die Ausnutzung

---

87) Zeitschrift des Vereines deutscher Ingenieure 1912, S. 1890 u. f., ferner Jahrbuch der Schiffbautechnischen Gesellschaft 1915, sowie Zeitschrift des Vereines deutscher Ingenieure 1919, S. 555 u. f.

88) Hinsichtlich der Schließzeit vergl. C. Bach, Zeitschrift des Vereines deutscher Ingenieure 1894, S. 1231 u. f. oder auch C. Bach, Maschinenelemente, 12. Aufl., 1. Band, S. 204.

89) Vergl. auch C. Bach, Zeitschrift des Vereines deutscher Ingenieure, 1892, S. 1141 u. f. (längere Niete lieferten größeren Gleitwiderstand).

90) Auch die Versuche für den Verein deutscher Brücken- und Eisenbaufabriken (Zeitschrift des Vereines deutscher Ingenieure 1909, S. 1025) weisen auf die Bedeutung des sogenanten „Versenks" hin. Niete ohne Versenk zeigten bei Schlagversuchen Anrisse unter den Köpfen, die Niete mit Versenk blieben rißfrei. Über die Schlußfolgerungen aus diesen Versuchen vergl. Kögler, Heft 1 der Berichte des Ausschusses für Versuche im Eisenbau, Ausgabe B, 1915.

91) Mitt. aus dem Materialprüfungsamt zu Berlin-Lichterfelde-West 1921, S. 81 u. f.

92) Heft 207 der Forschungsarbeiten auf dem Gebiete des Ingenieurwesens, 1918.

93) Zeitschrift des Vereins deutscher Ingenieure 1915, S. 11 (mit Quellenangaben zu älteren Arbeiten).

94) Heft 1 der Berichte des Ausschusses für Versuche im Eisenbau, Ausgabe A, 1915.

95) Heft 221 der Forschungsarbeiten auf dem Gebiete des Ingenieurwesens, 1920.

96) Heft 229 der Forschungsarbeiten auf dem Gebiete des Ingenieurwesens 1920; vergl. auch Stahl und Eisen 1921, S. 698 und 699.

97) Stahl und Eisen 1918, S. 317 u. f.

98) Heft 3 der Berichte des Ausschusses für Versuche im Eisenbau Ausgabe A, 1921.

des Stabquerschnitts bis zur Streckgrenze bzw. bis zur Zugfestigkeit ab, wenn diese für die Widerstandsfähigkeit der Eisenkonstruktion als maßgebend angesehen wird.

7. Biegungsversuche mit I-Trägern.

Moore[99]) hat Träger verschiedener Länge untersucht, um den Einfluß des Verhältnisses der Höhe zur Länge („Schlankheit") zu verfolgen, sowie um die Wirkung von Vorkehrungen zu erkennen, die auch bei langen Trägern die Ausnutzung des Materials bis zur Fließgrenze ermöglichen sollen.

Emperger berichtete über Versuche mit eingemauerten und einbetonierten Trägern im Vergleich mit freiaufliegenden Trägern[100]). Es zeigte sich, daß durch die Einmauerung eine

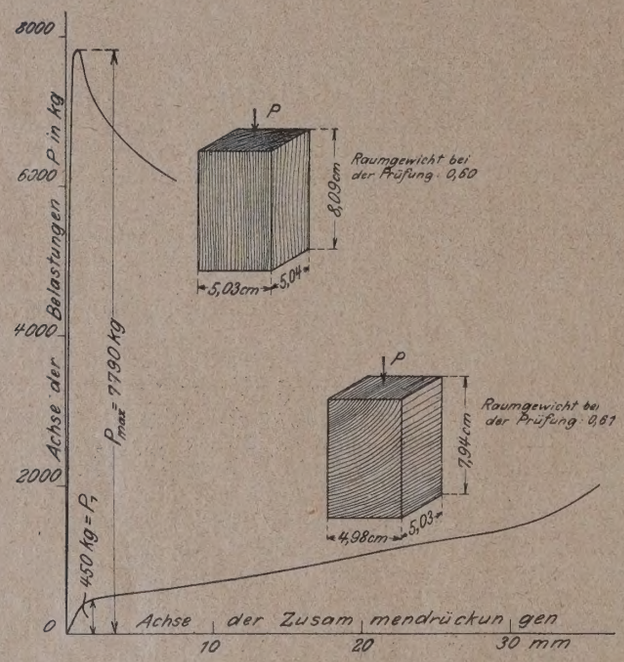


Abb. 10 (links). Druckversuch mit Kiefernholz. Abhängigkeit der Druckfestigkeit von der Faserrichtung.

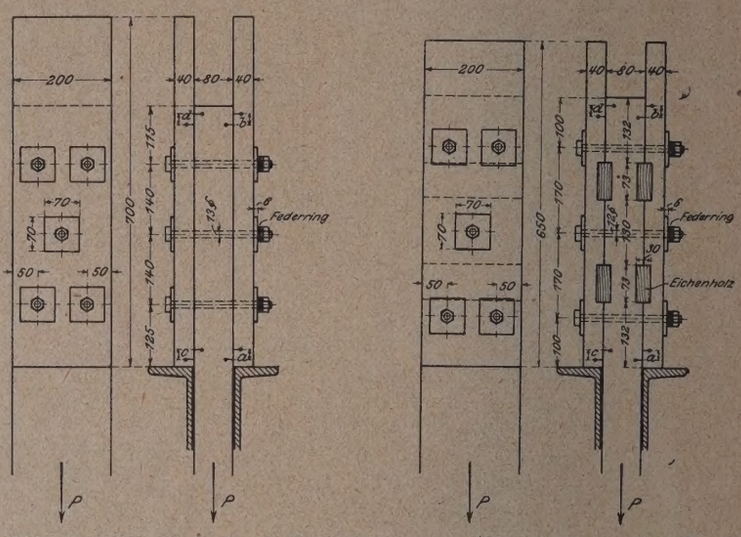


Abb. 14 u. 15. Versuche mit Holzverbindungen. (Schraubenbolzen bzw. Bolzen und Holzdübel.)

bestimmte Einspannung nicht auf die Dauer als gesichert angesehen werden kann.

Sonntag gab eine zusammenfassende Darstellung der Verfahren zur Herstellung der I-Träger und eine eingehende Beurteilung der Widerstandsfähigkeit solcher Träger, namentlich auch der parallelflanschigen Profile[101]).

8. Versuche mit eisernen Druckgliedern.

Die bis heute vorliegenden Versuche hat kürzlich Mayer zusammenfassend erörtert[102]).

9. Versuche mit Bauholz.

a) Elastizität des Holzes. Die neueren in Stuttgart ausgeführten Versuche[103]) bringen für zahlreiche Holzarten umfassende Angaben über die Elastizität bei Zug-, Druck- und Biegungsbeanspruchung. Sie zeigen u. a., innerhalb welcher Grenzen die Eigenschaften von Holz gleicher Art liegen. Z. B. fand sich die Dehnungszahl der Federung bei Biegung

für minderwertige Fichte zu 1 : 73 000 = 13,7 Milliontel,
„ gute „ „ 1 : 164 500 = 6,1 „ „
„ minderwertige Kiefer „ 1 : 69 000 = 14,5 „ „
„ gute „ „ 1 : 155 000 = 6,5 „ „
„ Eiche zu 1 : 61 200 bis 1 : 168 600 = 16,3 bis 5,9 Milliontel,
„ Bambusrohre zu 1 : 170 000 bis 1 : 220 000 = 5,9 bis 4,5 Milliontel.

Quer zur Stammachse ergab sich u. a. für minderwertige Eiche 1 : 4500 bis 1 : 11700, d. h. 222 bis 86 Milliontel.

b) Festigkeit. Für die Praxis sehr wichtig sind die Feststellungen über die Abhängigkeit der Druckfestigkeit des Holzes von der Faserrichtung, wie das Beispiel in Abb. 10 (gültig für Kiefernholz) eindringlich zeigt. Hierüber liegen systematische Untersuchungen von Baumann vor[104]). Trauer[105]) hat für praktische Fälle des Gerüstbaues die Festigkeit von Holz bei Beanspruchung quer zur Stammachse untersucht. Stamer[106]) berichtete über Druckversuche mit Fichten- und Kiefernholz bei Beanspruchung quer zur Faser unter besonderer Berücksichtigung des Feuchtigkeitszustandes, der bekanntlich bei Holz einen bedeutenden Einfluß auf die Widerstandsfähigkeit ausüben kann. Feuchtes Holz ergibt größere Formänderungen und geringere Festigkeit als trockenes[107]). Jackson[108]) befaßt sich eingehend mit der Widerstandsfähigkeit von Holz bei Streifenbelastung, um die Übertragung der Kräfte in Schraubenbolzenverbindungen von Holzkonstruktionen zu beurteilen. Über den Einfluß der Größe der Belastungsfläche bei Beanspruchung des Holzes quer zur Faser ist im Bauingenieur 1921, S. 498 u. f. berichtet.

Baumann gab wertvolle Mitteilungen über die Veränderlichkeit der Biegungsfestigkeit K_b mit dem Verhältnis der Balkenhöhe h zur Spannweite l; mit Abnahme des Faktors l : h von 10 auf 2½ hat die Biegungsfestigkeit erheblich abgenommen; bei Steigerung von l : h von 10 auf 15 änderte sich K_b nicht mehr[107]). Beachtenswert erscheinen die an gleicher Stelle gemachten Anregungen zur Verwendung der Schlagprobe bei der Prüfung von Holz.

c) Von Bedeutung erscheint ferner die Heranziehung des Querschnittbildes zur Beurteilung des Holzes. Die Abb.

99) Bulletin Nr. 68 der University of Illinois, Engineering Experiment Station, 1913.

100) Heft 5 der Mitt. des Eisenbetonausschusses des österr. Ing.- und Archiv-Vereins 1917.

101) Heft 225 der Forschungsarbeiten auf dem Gebiete des Ingenieurwesens, 1920; Mittlg. d. Berliner Bez.-Ver. d. Ver. deutsch. Ing., Oktob. 1921.

102) Die Knickfestigkeit, 1921.

103) C. Bach, Elastizität und Festigkeit, 8. Aufl., 1920, S. 98 u. .; C. Bach und R. Baumann, Festigkeitseigenschaften und Gefügebilder der Konstruktionsmaterialien, 2. Aufl. 1921, S. 168 u. f. Ein ausführlicher Bericht von R. Baumann ist angekündigt (Heft 231 der Forschungsarbeiten auf dem Gebiete des Ingenieurwesens).

104) Vergl. C. Bach und R. Baumann, Festigkeitseigenschaften und Gefügebilder der Konstruktionsmaterialien, 2. Aufl. 1921, S. 171, Abb. 904. Weitere Mitteilungen werden in dem angekündigten Forschungsheft 231 erscheinen.

105) Eisenbau 1919, S. 139 u. f.

106) Mitt. aus dem Materialprüfungsamt zu Berlin-Dahlem, Jahrg. 1920 (erschienen 1921), S. 28 u. f.

107) Vergl. die in Fußbem. 104 bezeichneten Berichte.

108) Der Ingenieur-Holzbau, 1921, S. 51 u. f.

11 bis 13 bilden 3 Beispiele aus solchen Versuchen[104]). Abb. 11 zeigt sehr gutes Kiefernholz mit 651 kg/qcm Druckfestigkeit in 12facher Vergrößerung, Abb. 12 gutes Tannenholz mit 482 kg/qcm Druckfestigkeit ebenfalls in 12facher Vergrößerung und Abb. 13 Kiefernholz mit fast gleichen Festigkeitseigenschaften wie das in Abb. 11 dargestellte, jedoch in 150facher Vergrößerung.

Über den Einfluß von Verwachsungen, Ästen, Fehlstellen usf. sowie von Holzkrankheiten wird das schon erwähnte Forschungsheft 231 ebenfalls berichten.

10. Holzverbindungen durch Schraubenbolzen und Dübel.

Über die Ergebnisse der umfangreichen Versuche, die für die Firma Karl Kübler ausgeführt worden sind, hat neuerdings Jackson[109]) berichtet. Lebhaftes Interesse erregten ferner die Mitteilungen von Schächterle[110]) aus Versuchen

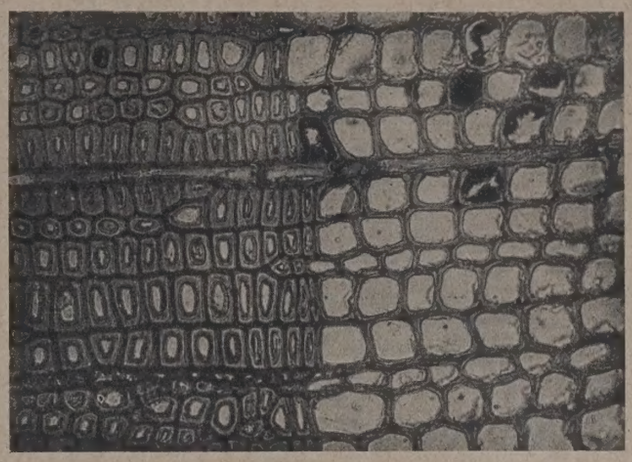


Abb. 13. Kiefernholz.

Abb. 11. Gutes Kiefernholz.

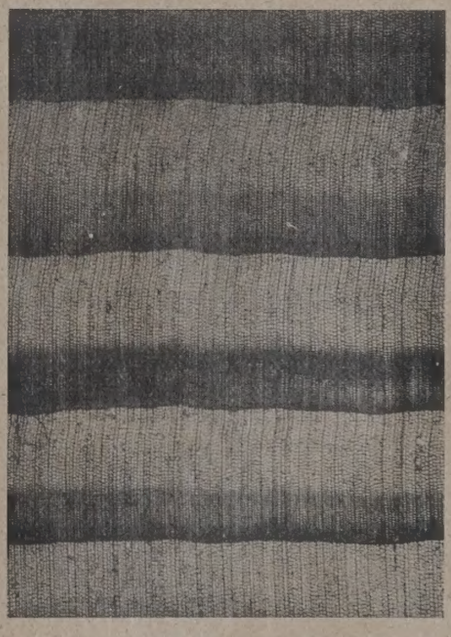


Abb. 12. Gutes Tannenholz.

für die Eisenbahn-Generaldirektion Stuttgart. Aus diesem Versuchsmaterial seien einige Beobachtungen an Körpern nach Abb. 14 und 15 herausgegriffen.

Die Verschiebung bei a und c wurde ermittelt

an den Körpern nach Abb. 14 (5 Schrauben)	Abb. 15 (5 Schrauben und 4 Eichenholzdübel)
unter P = 10 000 kg zu 1,2 mm;	unter P = 9 000 kg zu 0,4 mm
„ P = 14 000 „ „ 5,6 „ ;	„ P = 12 000 „ „ 0,7 „ ,
„ P = 18 000 „ „ 11,6 „ ;	„ P = 18 000 „ „ 1,2 „ .
Die Zerstörung erfolgte	
unter P = (29 900 + 27 000[111]) : 2 = 28 450 kg	unter P = (24 000 + 24 500) : 2 = 24 250 kg

Hiernach hat die Schraubenverbindung nach Abbildung 14 höhere Bruchlasten geliefert als die Körper nach Abbildung 15, allerdings unter bedeutend größeren Verschiebungen. Hieraus folgt weiter, daß die Schraubenverbindung nach Abbildung 14 in bezug auf die Widerstandsfähigkeit gegen Zerstörung nur dann voll zur Geltung kommen kann, wenn bedeutende Verschiebungen der zu verbindenden Hölzer eintreten. Im Falle der Abb. 15 (mit Eichenholzdübeln) waren die Verschiebungen bis zur Zerstörung so klein, daß die Teilnahme der Schraubenverbindung — wenn die an den Körpern nach Abb. 14 beobachteten Verschiebungen als Maß der von den Schrauben aufgenommenen Kraft angenommen werden — nur auf rd · 12 000 kg gestiegen sein dürfte. Bestimmend für die Größe der Höchstlast der Körper nach Abbildung 15 war die Widerstandsfähigkeit des Holzes, auf das die Dübel ihre Belastung zu übertragen hatten.

Eine Erörterung dieser und anderer Feststellungen bleibt für später vorbehalten, wenn die Ergebnisse weiterer Versuche vorliegen[112]).

---

[109]) Jackson, der Ingenieur-Holzbau, 1921.

[110]) Holzbau 1921, S. 49 u. f.

[111]) Dieser Körper brach außerhalb der zu prüfenden Verbindung an der Einspannstelle (Verwachsung des Holzes).

[112]) Über die Ergebnisse der älteren Versuche vergl. u. a. Lang, Das Holz als Baustoff, 1915; Jackson, Der Ingenieurholzbau, 1921; Gesteschi, Hölzerne Dachkonstruktionen, 2. Aufl., 1921.

AUS DER FACHLITERATUR DES AUSLANDES.

II. ENTWICKLUNG DER FRANZÖSISCHEN SEEHÄFEN WÄHREND DER KRIEGSJAHRE*).

(Fortsetzung von Seite 88.)

4. Der Hafen von Marseille. (Schluß.)

Außerdem sind hinter dem Rhonekanal nach dem Lande zu noch Erweiterungsarbeiten in Aussicht genommen, wo große Landflächen bis zum Ufer durch Aufschüttungen gewonnen und neue Becken und Kaianlagen geschaffen werden sollen. Ebenso ist ein Ausbau des Bassin de Radoub, das landeinwärts hinter dem Bassin National liegt, vorgesehen. Hier sollen die vorhandenen Anlagen zur Ausbesserung von Schiffen durch eine Reihe neuer Trockendocks von 200, 250 und 300 m Länge ergänzt werden. Ein Teil dieser Arbeiten ist nach Beendigung des Krieges bereits in Angriff genommen worden.

Die Ausrüstung des Hafens vor dem Kriege bestand in 218 dem Warentransport dienenden Anlagen und Hebezeugen, von denen 86 durch die Handelskammer beschafft waren. Es handelt sich meist um mit Druckwasser oder elektrisch betriebene Krane. Außerdem waren im Hafen 27 industrielle bezw. Transport-Gesellschaften angesiedelt, die ihre eigenen Verladeeinrichtungen besaßen. Dazu gehörten 4 elektrisch betriebene Getreide-Elevatoren und ein mit Druckluft betriebener.

Die Stadt Marseille besitzt ferner 5 Bahnhöfe, von denen die 3 von Arenc, Joliette, Port vieux vorwiegend dem Hafenverkehr dienen. Die Gleisanlagen umfaßten 1914 zusammen 55,6 km Länge. Davon gehörten der Dockgesellschaft von Marseille 16,6, dem Staat 39,03 km. Die Kai-Anlagen an den Hafenbecken sind bisher nur an 2 Stellen durch Gleise mit der äußeren Hafenmauer verbunden, 2 weitere Verbindungen sollen aber durch Überbrückung der Beckendurchfahrten mit Drehbrücken geschlossen werden. Außerdem ist im Zusammenhang mit der Schaffung des Mirabeau-Beckens zwischen diesem und dem Rhonekanal ein neuer Hafenbahnhof geplant und am westlichsten Ende der ganzen Hafenanlagen ein neuer Verschiebebahnhof.

Über die Verkehrsentwicklung im Hafen von Marseille bis 1913 gibt die nachstehende Zusammenstellung Auskunft:

Jahr	Schiffszahl	Tonnengehalt	Güter in t
1885	15 726	8 440 618	3 935 619
1890	17 249	9 702 951	5 030 933
1900	17 074	9 690 001	5 700 075
1910	16 630	18 929 297	7 641 398
1913	17 278	21 090 820	8 938 652

Nicht einbegriffen sind in diese Zahlen die Güter, die zur eigenen Versorgung der Schiffe dienen. Diese stellten sich 1913 auf 908 903 t, so daß also der Gesamtgüterumschlag in diesem Jahr 9 847 555 t betrug. Davon entfielen auf die Einfuhr 5 886 217 t, auf die Ausfuhr 3 961 338 t. Einen Vergleich mit Genua geben die nachfolgenden Zahlen:

Jahr	Gütermenge in t	
	Genua	Marseille
1906	6 165 000	6 745 000
1913	7 419 000	8 938 000

Trotz des Wettbewerbes mit Genua, das allerdings hauptsächlich als Einfuhrhafen für Kohle dient, ist also auch der Verkehr im Hafen von Marseille fortdauernd gestiegen.

Der Krieg hat auch hier in die Verkehrsentwicklung sehr störend eingegriffen, namentlich in den ersten Kriegsjahren, als der Hafen ganz militärischer Leitung unterstellt war. Ein Teil der Kai-Anlagen und Speicher mußte der britischen Armee für ihre indischen Truppen überlassen werden. Die Kai-Schuppen wurden vielfach zur dauernden Lagerung von Gütern benutzt, statt dem Durchgangsverkehr zu dienen. Dadurch entstanden in Verbindung mit dem Mangel an rollendem Material und Arbeitskräften derartige Stockungen, daß zeitweilig Schiffe überhaupt nicht mehr in den Hafen hineingelassen werden konnten, sondern tagelang in der Bucht oder in anderen Häfen liegen bleiben mußten, ehe sie Marseille anlaufen konnten.

Im Jahre 1914 ging der Schiffsverkehr (abgesehen von Kriegsschiffen usw.) um 2843 Stück zurück, der Tonnengehalt sank um 3 135 913. Das Jahr 1915 zeigt eine weitere Verminderung und auch das Jahr 1916. Ebenso wurde die Aufwärtsbewegung in den Gütermengen unterbrochen, die von 1913 auf 1914 um 1 644 600 t sanken. Vor allem fand eine starke Verschiebung zwischen Ein- und Ausfuhr statt. Während die Zahl der den Hafen unter Ballast verlassenden Schiffe 1913 nur 8,91 vH des Gesamttonnengehaltes betrug, war dieser Prozentsatz 1914 auf 12,39, 1915 auf 22,95 vH gestiegen.

Das sind aber nur vorübergehende Erscheinungen und bei normaler Weiterentwicklung des Hafens von Marseille werden die verschiedenen, teils in Ausführung begriffenen, teils genehmigten und geplanten Erweiterungen, die oben kurz erwähnt worden sind, nicht mehr ausreichen. Die Hafenbecken sind dann aber bereits so weit nach dem westlichen Ende der Bucht vorgeschoben, daß hier Erweiterungen nicht mehr möglich sind. Es bleiben dann 2 Möglichkeiten der Erweiterung, entweder eine zweite Reihe von Hafenbecken der bestehenden äußeren Hafenmauer nach Süden vorzulegen, oder, wie schon früher geplant, die nordwestlich Marseille landeinwärts gelegenen sumpfartigen Seen, die durch den Rhone-Kanal mit dem bestehenden Hafen eine Verbindung erhalten haben oder werden, entsprechend auszunutzen. Wie schon erwähnt, durchbricht dieser seiner Vollendung entgegengehende Rhone-Kanal mit dem Rove-Tunnel den Höhenzug des Landrückens zwischen der Bucht von Marseille und der ausgedehnten, flachen Seefläche von Berre. Der Kanal zieht sich am südlichen Ufer dieses Sees entlang, durchläuft den kleinen See von Caronte und mündet bei Martigues in den Golf von Fos. Der Hafen von Martigues, ferner von Port-de-Bouc am See von Caronte soll zu einem Vorhafen von Marseille ausgebaut werden. Der Plan ist 1919 beschlossen, durch den ein Hafen mit 200 ha Wasserfläche, 13 km Kai und 250 ha durch Aufschüttung zu gewinnenden Gelände zur Verfügung gestellt werden soll. Ebenso sind Anschüttungs- und Austiefungsarbeiten an dem kleinen Etang de Bolmon bereits vorgenommen, der von der Südostecke des großen Etang de Berre nur durch eine schmale Landzunge abgetrennt ist und ebenfalls vom Rhone-Kanal berührt wird.[1]) Nach Ausbau dieser kleineren Anlagen verbleibt dann noch die große Seefläche für die fernere Zukunft, so daß die Entwicklungsmöglichkeit für den Hafen von Marseille gesichert erscheint. —

*) Zu den Angaben über den Hafen von Nantes auf S. 88 sind noch Mitteilungen nachzutragen über die in Eisenbeton-Konstruktion ausgebildeten Anliegestellen. Ein ausführlicher, mit zahlreichen Abbildungen und Tafeln ausgestatteter Aufsatz findet sich in „Annales des Ponts et Chaussées" 1921, Heft II. Wir entnehmen dieser Arbeit die folgenden Mitteilungen:

Begünstigt durch die natürlichen Verhältnisse, da die Umgegend ein ausgezeichnetes Betonmaterial liefert, und da das Wasser der Loire den Zement nicht angreift, hat sich der Eisenbetonbau bei den Hafenanlagen von Nantes in den letzten 20 Jahren kräftig entwickelt und ist namentlich auch bei den Kaianlagen in umfangreicher Weise verwendet worden (Quai des Antilles, von Roche-Maurice, Quai de Pirmil in Nantes selbst und später in den stromabgelegenen Häfen von Paimboeuf und Donges). Man hat dabei anfangs nur vorhandene Holzkonstruktionen durch dauerhaftere Anlagen in Eisenbeton ersetzt, die sich aber ganz der alten Ausführungsweise anpassen. Erst später ist man dann zu neuen Ausbildungsformen übergegangen.

Die älteren Kaianlagen in Nantes sind so ausgeführt, daß die Kaistraße begrenzt wird durch eine nur wenig tief herabgeführte Ufermauer, die auf Beton zwischen Spundwänden gegründet ist. Vor dem Fuß des Mauer liegt ein Erdbankett und dann ist das Ufer mit einer mit Steinwurf geschützten Böschung bis zur ausgetieften Sohle herabgeführt. Die Böschung ist dann mit einer sich zum Ufer parallel erstreckenden Brückenkonstruktion in Holz auf Rammpfählen in voller Breite überdeckt, die Krangleise und z. T. auch Eisenbahngleise trägt. An diesen Brücken legen die Schiffe an Reibepfählen an. Die Konstruktion hat also sowohl lotrechte Lasten aufzunehmen, wie den Stoß und Zug der Schiffe. Diese Anlagen haben naturlich nur eine beschränkte Lebensdauer, vor allem in der holzgedeckten Plattform. Am Antillen Kai hat man diese zuerst durch eine Eisenbetonplatte, verstärkt durch Balken ersetzt, und dadurch auch die Möglichkeit gewonnen, diese Brücke stärker zu belasten. Der Holzunterbau ist dann aber unter dem dichten Abschluß noch rascher in Verfall geraten. Man hat dann unter Benutzung der unter Wasser gut erhaltenen Rammpfähle einen ganz in Eisenbeton ausgeführten Oberbau aufgesetzt, der sich ganz der alten Holzkonstruktion in seiner Ausführungsweise anschließt. Am Kai von Roche-Maurice, wo der feste Felsuntergrund bis zu 25 m unter Niedrigwasser liegt, hat man statt der Holzpfähle dann auch Eisenbetonpfähle angewendet, im übrigen noch die alte Ausführungsform beibehalten. Am Kai von Pirmil hat man dagegen auf die Eisenbetonpfähle eine 2 m starke Betonplatte aufgebracht mit einigen Eisenbewehrungen, die etwa in Mittelwasserhöhe liegt, und hat darauf an der Vorderkante eine kleine massive Mauer aufgesetzt und diese mit Erde hinterfüllt. Man hat dadureh den Vorteil erhalten, die Kaigleise ohne Verstärkung der Konstruktion beliebig umlegen zu können.

Einen ganz anderen Weg hat man bei den Anlagen in Paimboeuf und Donges eingeschlagen. Hier hat man das flache Ufer, das also nur Abschlußanlagen einfachster Art erfordert, unberührt liegen lassen und hat die Eisenbeton-Brückenkonstruktion bis zur entsprechenden Tiefenlinie allein vorgeschoben. Durch Verbindungssteg ist die Ladebrücke, die Krane und Gleise trägt, mit dem festen Ufer verbunden. Man hat diese Konstruktion außerdem so ausgebildet, daß vor die Brücke kräftige Ducdalben in Eisenbeton gerammt wurden, an denen die Schiffe anlegen und festmachen. Dahinter liegt völlig abgetrennt die Verladebrücke, die nun also nur lotrechte Lasten aufzunehmen hat und daher viel leichter und einfacher ausgebildet werden kann.

[1]) Vergl. „Le Genie Civil" v. 17. Januar 1920.

Schriftleitung: Reg.-Baumeister Fr. Eiselen, Berlin-Lichterfelde, Karlstr. 99. — Verlag von Julius Springer in Berlin W. — Druck von H. S. Hermann & Co. in Berlin SW.

MITTEILUNGEN
der
DEUTSCHEN GESELLSCHAFT FÜR BAUINGENIEURWESEN
Schriftleitung: Regierungs-Baumeister Fr. Eiselen. Berlin-Lichterfelde, Karlstraße 99. Telephon: L. 1040.
(Geschäftsstelle der Gesellschaft: Berlin NW. 7, Sommerstraße 4a. Tel.: Centrum 15207—15212).

2. Jahrgang | 31. Dezember 1921 | Nr. 24

AUS DEM ARBEITSGEBIET DER GESELLSCHAFT.

Bericht über die Arbeiten des ständigen Ausschusses für die Durchführung einer praktischen Arbeitszeit der Studierenden des Bauingenieurwesens.

(Vgl. Nr. 17, S. 67.)

Als zu Beginn des Jahres 1921 die Einführung einer praktischen Arbeitszeit für die angehenden Studierenden des Bauingenieurwesens als Grundlage für das Studium auf den Technischen Hochschulen erwogen und zunächst an der Technischen Hochschule Dresden gefordert wurde, nahm sich gemeinsam mit den maßgebenden Verbänden der Praxis die „Deutsche Gesellschaft für Bauingenieurwesen" der Verwirklichung dieses Gedankens an. Zur Durchberatung der Ausführungseinzelheiten traten auf Grund einer Einladung der Gesellschaft die Vertreter der Technischen Hochschulen und der Verbände der Deutschen Bauindustrie und des Baugewerbes zusammen und legten den Grund für eine einheitliche über ganz Deutschland sich erstreckende Regelung. Nachdem sich die Verbände zur Einrichtung eines Arbeitsnachweises verpflichtet hatten, wurden in wiederholten Besprechungen Merkblätter für Arbeitgeber wie Arbeitnehmer, Meldeformulare, Zeugnis- und Vertragsentwürfe aufgestellt und in eine soweit möglich einheitliche Form gebracht. Die gemeinsam beschlossenen Maßnahmen wurden von allen in Frage kommenden Stellen sofort tatkräftig in Angriff genommen, so daß einer Unterbringung der Praktikanten des Bauingenieurgebietes bereits jetzt keinerlei Schwierigkeiten mehr im Wege stehen.

Da sich bei der Bearbeitung der Frage der Vorteil der gemeinsamen Beratungen herausstellte, traten die beteiligten Stellen zu einem ständigen Arbeitsausschuß zusammen, der sich die Aufgabe stellte, die Angelegenheit einer dauernden und den wechselnden Verhältnissen angepaßten Regelung zuzuführen. Am 9. Dezember d. Js. tagte dieser Ausschuß zuletzt und faßte wiederum über eine Reihe wichtiger Fragen Beschluß unter reger Mitarbeit von Vertretern staatlicher und kommunaler Verwaltungen.

Aus den Berichten der Vertreter der Technischen Hochschulen ging hervor, daß diese sich kürzlich in einer Besprechung in Karlsruhe dahin geeinigt haben, daß zunächst eine praktische Arbeitszeit von mindestens 4 Monaten gefordert werden soll, solange bis einheitlich die Ablegung der Reifeprüfungen an allen deutschen höheren Schulen im Frühjahr erfolgt. Dann erst kann die längere Zeit von mindestens 5 Monaten verlangt und zwischen Schulabgang und Beginn des Studiums im Herbst eingeschaltet werden.

Aus dem Kreise der beteiligten Verbände wird berichtet, daß von der neuen Einrichtung schon z. T., wenn auch noch in geringem Umfange, Gebrauch gemacht wird, und daß es den Verbänden auch schon gelungen ist, Praktikanten unterzubringen. Die Einrichtung ist aber noch zu wenig bekannt. Ein Bedürfnis, eine Sammelstelle zu schaffen, die einen Ausgleich der Meldungen zwischen den Verbänden und den verschiedenen Gegenden ermöglicht, liegt z. Zt. mindestens nicht vor. Auch von der Anmeldung der verfügbaren Stellen bei den technischen Hochschulen ist nicht viel zu erwarten, da die angehenden Praktikanten ja meist noch gar nicht wissen, an welche Hochschule sie später gehen werden, und zunächst doch den Versuch machen werden, an ihrem Wohnsitz oder wenigstens in der Nähe desselben unterzukommen. Es bleibt daher den beteiligten Verbänden zunächst überlassen, sich über die Verteilung bei späterem größerem Andrang untereinander zu verständigen.

Bezüglich der Vergütung, die den Praktikanten durch die sie beschäftigenden Firmen gegeben werden soll, geht die Meinung dahin, daß diese doch möglichst in regelmäßigen Zwischenräumen und nicht erst am Schlusse der Arbeitszeit erfolgen solle mit Rücksicht auf die wirtschaftliche Lage, in der sich die jungen Leute vielfach befinden. Als Höhe der Vergütung waren in diesem Sommer 400—600 M monatlich vorgesehen, wobei den Firmen eine gewisse Bewegungsfreiheit gelassen werden sollte. Dieser Satz muß unter den heutigen veränderten Verhältnissen erhöht werden und sich diesen überhaupt fortlaufend anpassen. Die Vergütung aber etwa in eine Abhängigkeit von den Arbeitertarifen zu bringen und mit deren Änderung automatisch ebenfalls zu ändern, erscheint aus verschiedenen Gründen nicht erwünscht. Die beteiligten Verbände werden sich über die Höhe der Vergütung in regelmäßigen Zwischenräumen zunächst für nächsten Sommer einigen. Jedenfalls aber sind möglichst übereinstimmende Sätze nötig, damit nicht die Praktikanten vorwiegend dem Arbeitsgebiet sich zuwenden, in dem die höchste Vergütung gewährt wird.

Bezüglich der Frage der Versicherungspflicht der Praktikanten ist nach eingeholtem Gutachten festzustellen, daß, wenn die Vergütung als regelrechte Entlohnung gewährt wird, die Versicherung gegen Krankheit, Unfall und Invalidität notwendig wird; jedoch kann die letztere, da es sich nur um eine vorübergehende Tätigkeit handelt, auf Antrag beim Reichsversicherungsamt, erlassen werden. Die Deutsche Gesellschaft wird einen dahingehenden allgemeinen Antrag stellen. Wird die Vergütung nicht als eigentliche Entlohnung für die Leistung, sondern nur als Beihilfe gewährt, so könnte auch die Krankenversicherung fortfallen, die aber für die Praktikanten selbst vielleicht erwünscht sein wird. Die Versicherung gegen Unfall ist auf alle Fälle durchzuführen.

Es wird dann noch die Frage aufgeworfen, wie gegenüber den ausländischen Studierenden, die jetzt unsere Hochschulen überfluten, hinsichtlich der Ableistung der praktischen Arbeitszeit verfahren werden soll. Es herrscht Einstimmigkeit darüber, daß diese Studierenden diese Zeit in der Heimat abzuleisten haben. An der technischen Hochschule zu Dresden ist die Sache bereits in diesem Sinne geregelt.

Die bisherigen Verhandlungen des Ausschusses bezogen sich nur auf die praktische Arbeitszeit der Bauingenieure, es wird aber zur Erwägung gestellt, ob er seine Tätigkeit auch auf die praktische Arbeitszeit der Architekten ausdehnen soll. Bisher wird eine solche nur von der Technischen Hochschule zu Dresden verlangt. Es wird beschlossen, sich nicht mit dieser Frage zu befassen, da die Verhältnisse im Hochbau ganz anders geartet sind als im Bauingenieurwesen. Auch ist die Möglichkeit, dort die praktische Arbeitszeit abzuleisten, viel mannigfaltiger und einfacher, so daß sich die

Schaffung besonderer Einrichtungen dafür wahrscheinlich überhaupt erübrigt.

Um den Abiturienten der höheren Schulen und den angehenden Studierenden die Möglichkeit genauerer Unterrichtung über ihren zukünftigen Beruf zu geben, ist schon früher beschlossen worden, ein Merkheft herauszugeben, wie es für den Maschinenbau und andere Fächer bereits vom „Deutschen Ausschuß für technisches Schulwesen" herausgegeben worden ist. Dieses Heft soll den Abiturienten die Berufswahl erleichtern und es soll sie auch unterrichten über das, was sie zunächst zu tun haben, wohin sie sich wenden sollen. Daher ist auch ein Hinweis auf die praktische Arbeitszeit und die Verbände aufzunehmen, bei deren Firmen sie abgeleistet werden kann. Nähere Aufschlüsse geben dann noch die von den Verbänden selbst aufgestellten Merkblätter, die sich ausschließlich mit der praktischen Arbeitszeit befassen. Ein erster Entwurf für das Merkheft liegt vor. Zu seiner endgültigen Feststellung wird ein engerer Redaktionsausschuß eingesetzt. Das Heft soll den Unterrichtsministerien der Länder und durch diese allen höheren Schulen zugehen und kann von letzteren dann später weiter bezogen werden. Es wird erhofft, daß der „Deutsche Ausschuß für technisches Schulwesen" wiederum die Herausgabe übernimmt, während die beteiligten Verbände bereit sind, für die Kosten aufzukommen.

Es wird bei dieser Gelegenheit darauf hingewiesen, daß die Berufsberatung auch eine wichtige Aufgabe der Technischen Hochschulen selbst sei. In Berlin werden zu Beginn des Studiums für alle Studierende gemeinsam allgemeine Übersichtsvorträge gehalten, die ihnen einen knappen Überblick über das ganze Gebiet geben und die Wahl des Sonderfaches erleichtern sollen. Ähnliche Vorträge sollten auf allen Technischen Hochschulen gehalten werden. Dazu kommt dann noch die Beratung und persönlicher Verkehr zwischen Professor und Studierenden. Es kommt bei dieser Aussprache allgemein die Anschauung zum Ausdruck, daß vor zu früher Spezialisierung im Studium dringend gewarnt werden muß. Namentlich unsere schwierige Zeit verlangt häufig später eine vollständige Umstellung im Beruf, daher ist eine gute allgemeine Grundlage des Wissens im ganzen Fachgebiet besonders wichtig. Zur Spezialisierung bleibt dann später, wenn die Umstände sie fordern, immer noch Zeit.

Durch die praktische Arbeitszeit soll der angehende Ingenieur nicht nur die handwerkliche Tätigkeit kennen lernen, sondern auch mit den Arbeitern in engere Berührung kommen, um ihre Denkweise kennen zu lernen, um sich später in richtiger Weise zu ihnen stellen zu können. Es erscheint daher wichtig, daß dem Ingenieur möglichst frühzeitig auch die verschiedenen Einrichtungen der sozialen und der neuen politischen Gesetzgebung bekanntwerden, die das Arbeitsverhältnis beeinflussen. Es fehlte bisher an einer knappen, übersichtlichen Zusammenstellung, die die wichtigsten Bestimmungen zusammenfaßt und hervorhebt. Es lag von einem Ausschußmitglied ein erster Entwurf zu einer solchen Schrift vor, die grundsätzlich Beifall findet, aber noch der Ergänzung bedarf. Es soll darüber zunächst noch ein Meinungsaustausch der verschiedenen Verbände stattfinden. Grundsätzlich wird aber die Herausgabe einer solchen Zusammenstellung beschlossen und es wird ein engerer Ausschuß zu ihrer Feststellung eingesetzt.

Zum Schluß werden noch einige Anregungen gegeben, die auf eine engere Fühlung der Studierenden mit der Praxis durch häufigere Besichtigungen und Exkursionen abzielen, ferner auf eine stärkere Berücksichtigung ästhetischer Gesichtspunkte bei Ingenieurbauten schon den Vorlesungen der Hochschulen, sowie desgleichen der wirtschaftlichen Gesichtspunkte. Die Anregungen werden zwar allerseits als wichtig anerkannt, zunächst kann aber kein Weg bezeichnet werden, wie ohne weitere Belastung der Studierenden, die ohnehin schon groß ist, das Ziel erreicht werden kann.

Die Geschäftsstelle.

AUS DER FACHLITERATUR DES AUSLANDES.

II. ENTWICKLUNG DER FRANZÖSISCHEN SEEHÄFEN WÄHREND DER KRIEGSJAHRE.

(Schluß von Seite 92.)

5. Hafen von Saint-Nazaire[1]).

Dieser Hafen ist ein interessantes Beispiel für die Möglichkeit großer Steigerung der Leistungsfähigkeit ohne Vergrößerung der Wasserfläche und ohne wesentliche Ausdehnung der Kailängen, vorwiegend durch Verbesserung und Vermehrung seiner Ausrüstung mit Verladeeinrichtungen, durch Verbesserung der Zugänglichkeit der Kais für den Eisenbahnverkehr, sowie durch großzügigen Ausbau der Eisenbahnanlagen überhaupt. In letzterer Beziehung haben namentlich die Amerikaner dort Bedeutendes geleistet, nachdem sie nach Eintritt in den Krieg diesen Hafen zum Haupteinfuhrhafen und zum Hauptdepot für die Bedürfnisse ihrer Armee gemacht hatten.

Der Hafen, der am rechten Ufer der Loiremündung liegt, besitzt 2 sichere äußere Reeden mit gutem Ankergrund, außerdem 2 durch Schleusen zugängliche Hafenbecken. Die große Reede liegt vor der Mündung; sie hat bei kleinstem Wasser noch 8 m Tiefe und 2 km Länge bei 640 m mittlerer Breite. Die kleine Reede von rd. 1,5 km Länge und 400 m mittlerer Breite liegt im Stromlauf selbst vor den Dockanlagen und weist Tiefen bis über 13 m auf.

Die rechteckig gestalteten Hafenbecken sind in einer geraden, zum Ufer etwa parallelen Längsachse hinter dem festen Ufer angeordnet. Sie haben zusammen etwa 35 ha Wasserfläche und ihre Tiefe wird durch kräftige Zentrifugalpumpen auf 9 m mindestens gehalten. Das ältere, kleinere Becken von Saint-Nazaire liegt zunächst der Flußmündung. Es war ursprünglich durch eine senkrecht zur Strommündung abzweigende, in seiner Querachse liegende, durch Molen geschützte Einfahrt zugänglich, die durch eine Dockschleuse geschlossen ist. Von 1897—1907 wurde dann in der Längsachse eine günstigere unmittelbare Einfahrt von der See her geschaffen, der ein von 2 Wellenbrechern umschlossener Vorhafen von 8 ha Fläche vorgelagert ist, dessen Einfahrt eine Weite von 124 m hat[2]). Die Wellenbrecher sind zu $^2/_3$ ihrer Länge auf Fels gegründet, auf der übrigen Strecke aus gemauerten Blöcken mit Betonfüllung dazwischen errichtet.

Auf der Barre an der Loiremündung ist eine Tiefe von 7 m bei NW., 8,5 m bei MW., und 11 m bei HW. Springtide geschaffen worden. Der Einfahrtskanal zur Schleuse hat 6,07 m Tiefe bei NNW., 9,87 m Mindesttiefe bei HW. Die Einfahrt zum Becken wird durch eine Kammerschleuse von 211 . 30 m gebildet, mit Unterteilung durch Zwischentore, und hat 6,07 m Drempeltiefe bei NW. Die Hafenbecken können jetzt also vor voller Flut angelaufen werden. Die alte Einfahrt wird daher nicht mehr benutzt. Der westliche Wellenbrecher ist aber außerdem als Flutkai mit 8,07 m Wassertiefe bei niedrigstem Wasserstand ausgebildet und mit Gleisanschluß und Verladeeinrichtungen ausgestattet, so daß Schiffe, die im Durchgangsverkehr den Hafen anlaufen, ohne den inneren Hafen zu benutzen, an diesem Kai anlegen können.

An das erstgenannte Hafenbecken schließt sich mit einer jetzt 30 m (früher nur 22 m) breiten Durchfahrt, die mit Schleusentoren geschlossen werden kann, das größere Becken von Penhout, an dessen Ostende 3 Trockendocks von 226 . 30, 163 . 18, 117,5 . 13 m Abmessung angeordnet sind.

Die beiden Becken haben zusammen über 4 km Uferlänge, die aber nicht durchweg als Kai nutzbar gemacht werden können; sie sind von Gleisen umschlossen und von ausgedehnten Flächen für Schuppen, Speicher, Lagerplätze und industrielle Anlagen. Zwischen Hafenbecken und Fluß haben sich am oberen Ende des Hafens zwei größere Werftanlagen angesiedelt, die ebenfalls an die Eisenbahn angeschlossen sind. Hinter den Hafenbecken breiten sich die Gleise des Orléans-Bahnhofes aus. Vor dem Kriege waren etwa 14 km Hafengleise vorhanden und etwas über 3 km ausgebauter Kailänge.

---

[1]) Über die alten Anlagen des Hafens, ihre Umgestaltung seit Ende vorigen Jahrhunderts und in den ersten beiden Kriegsjahren gibt zunächst der Aufsatz von Pawlowski in „Génie civil" vom 11. November 1916 Auskunft.

[2]) Génie civil 1906, vom 20. und 27. Oktober; Annales des Ponts et Chaussées 1908 III.

Reichlich war nach den damaligen Anschauungen die Ausrüstung des Hafens mit Kranen von 1,5 bis 40 t (im ganzen 42 Verladeeinrichtungen). An dem öffentlichen Verkehr dienenden Speichern waren 4500 qm vorhanden, von Privatfirmen gehörigen rd. 11 000 qm[3]).

Über die Verkehrsentwicklung von Anfang des Jahrhunderts bis 1913 geben die nachstehenden Zahlen Auskunft:

Jahr	Tonnengehalt der Schiffe	Güterumschlag in t
1904	1 639 879	1 138 120
1910	1 896 173	1 425 675
1913	1 196 252	1 743 144

Von dem Güterverkehr im Jahre 1913 entfallen auf die Einfuhr 1 490 893 t, auf die Ausfuhr nur 252 251 t. Saint-Nazaire war für die Kohleneinfuhr an Bedeutung der zweite Hafen Frankreichs. Von seiner Ausfuhr entfielen 60 vH auf Erze, namentlich für Deutschland. Außer 2841 Seeschiffen liefen 1913 im Hafen 2666 Flußschiffe mit 313 294 Tonnengehalt ein. Der Krieg bringt einen immer stärkeren Rückgang der Ausfuhr, dagegen eine lebhaft gesteigerte Einfuhr. Die Bedürfnisse des Heeres haben an dieser Steigerung einen wesentlichen Anteil, namentlich nach Ansiedelung der Amerikaner im Hafen. Die nachstehenden Zahlen geben über die veränderten Verhältnisse Auskunft

Jahr	Tonnengehalt der Schiffe	Einfuhr in t	Ausfuhr in t	Gesamter Güterverkehr in t
1913	2 196 252	1 490 893	252 251	1 743 144
1915	3 751 080	2 122 562	82 387	2 204 959
1916	3 456 762	2 695 967	117 601	2 813 568
1917	—	3 348 911	94 706	2 443 619
1918	über 5 500 000	3 432 247	49 688	3 481 915

Der Gesamtverkehr hat sich also von 1913 bis 1918 mehr als verdoppelt. Durch diese Verkehrssteigerung rückt der Hafen von Saint-Nazaire, der vor dem Kriege an siebenter Stelle hinter Marseille Rouen, Le Havre, Bordeaux, Dünkirchen und Nantes stand, an fünfter, Stelle hinter Rouen, Marseille, Le Havre und Bordeaux.

In den ersten Kriegsjahren ergab auch hier die Verkehrssteigerung, der die vorhandenen Liegeplätze, die Gleisanlagen und die Hafenausrüstungen nicht gewachsen waren, zu Verkehrsstockungen Veranlassung. Um diesen zu begegnen, wurden gleich zu Anfang im großen Hafenbecken 3 neue Anlegestellen geschaffen, bis 1916 wurden 18 neue Hebevorrichtungen von 2,5 bis 5 t Leistung, teils fest, teils beweglich, mit Dampf oder elektrisch betrieben, in Betrieb gesetzt. Für die Getreideausladung wurden mehrere Elevatoren mit fahrbaren Sackvorrichtungen usw. aufgestellt. Zur Beschleunigung des Wagenumlaufes wurden ferner an den Kais 20 elektrisch betriebene Erdwinden eingebaut. Ende 1916 waren im ganzen 65 Hebeanlagen verschiedener Art im Hafen vorhanden.

Ferner wurden die Anlagen zur Lagerung von Gütern erheblich vermehrt. In provisorischen Speichern wurden 15 000 qm neue Lagerflächen geschaffen, in Hilfsschuppen 3000 qm. Zur Lagerung von Kohle wurden 80 000 qm durch 7 Gleise für den Bedarf der Staatsbahnen erschlossen, weitere 12 000 qm mit 4 Gleisen für die Lagerung von Eisen usw. für den Bedarf des Heeres.

Ebenso wurden die Gleisanlagen beträchtlich ausgebaut. Gegen Ende 1916 waren im Hafen 9,5 km neuer Gleise verlegt, das sind 75 vH der vor dem Kriege vorhandenen Gesamtlänge; 5 km kommen im Bahnhof dazu, 3 km auf den Lagerplätzen. Bei Montoir östlich von Saint-Nazaire wurde ein neuer Verschiebebahnhof mit einem Bündel von 14 Gleisen, jedes mit 500 m nutzbarer Länge, angelegt. Im ganzen wurden mehr als 25 km Gleise in diesen Jahren neu verlegt, so daß Ende 1916 der Gleisbestand etwa 39 km betrug.

Trotz aller dieser Verbesserungen stand der Hafen in den Jahren 1915/16 noch nicht auf der Höhe seiner Leistungsfähigkeit. Die Jahre 1917 und 1918 bringen dann noch wesentliche Erweiterungen, die teils der Hafenverwaltung, teils den Amerikanern zu verdanken sind.

Es handelt sich dabei zunächst um bessere und vermehrte Gleisverbindungen des Flutkais am Vorhafen, sowie anderer älterer Kais, die schwer zugänglich waren. Dazu waren neue, auch für Lokomotiven fahrbare Drehbrücken über die Schleusen herzustellen. Des weiteren war die Ausrüstung des Hafens mit Hebezeugen noch mehr zu verstärken. Von 1917—1919 wurden 21 neue Krane von 3—6 t Leistungen, darunter einige elektrische Portalkrane aufgestellt. Auch die Trockendocks wurden reichlicher mit Kranen, darunter einem von 30 t, ausgestattet. Die Amerikaner haben die ihnen zur Verfügung gestellten Kaianlagen noch mit 8 Dampfkranen von 3—30 t ausgerüstet, dazu einen Derrick von 75 t und 3 Schwimmkrane von 75—100 t Tragkraft beigebracht. Sie hatten ferner in ihren Ausbauplan des Hafens die Beschaffung von einigen 40 weiteren Kranen von 2—5 t aufgenommen, die dann aber infolge des Waffenstillstandes nur noch teilweise durchgeführt worden ist. Immerhin ist die Ausrüstung des Hafens während des Krieges um ein Vielfaches gesteigert worden. Nur so war es möglich, dem wachsenden Bedürfnis zu entsprechen.

An Speicherfläche wurden 1917 und 1918 noch weitere 17 000 qm in den Dienst gestellt, seitens der Amerikaner außerdem noch einige 30 000 qm Schuppenfläche. Ein abgebrannter Getreidespeicher wurde durch einen neuen ersetzt. In großzügiger Weise wurde auch die bei Méans nordöstlich vom Hafen an der Linie nach Nantes gelegenen Lokomotivwerkstätten ausgebaut.

Eine besondere Erwähnung verdienen aber die Anlagen, die außerhalb des bestehenden Hafens, aber im engsten Zusammenhang mit diesem, durch die Amerikaner geschaffen worden sind, bzw. nach einem groß angelegten Programm geschaffen werden sollten, um Saint-Nazaire zu ihrem Hauptdepot Platz zu machen. Es handelt sich um die großen Depotanlagen bei Montoir 4 km nordöstlich von Saint-Nazaire und die Herstellung einer großen, mit Gleisanschluß versehenen Ladebrücke im offenen Strom, längs deren eine ausgedehnte Fläche zum Liegen und Bewegen der Schiffe auf große Tiefe gebracht werden sollte.

Das Depot in Montoir, das mit Doppelgleis an die alte Hafenanlage und außerdem an die Linie Saint-Nazaire—Nantes angeschlossen ist, sollte 750 ha Fläche umfassen, die durch 36,5 km Gleis mit 945 Weichen aufgeteilt werden sollte. Dazwischen waren Schuppen anzuordnen, die 43,5 ha Fläche überdecken sollten. Es handelte sich um 6 Grupen von je 33 Magazinen. Dazu gehörten die nötigen Aufstellungs- und Verschiebegleise. Die ganze Anlage liegt auf niedrigem Wiesengelände, das im Winter überstaut wird; dieses mußte also durch Aufschüttung gehoben werden, wobei etwa 6 Millionen cbm Erdbewegung erforderlich waren. Der Boden wurde teils aus Dünen entnommen und auf Transportgleisen herangeführt, teils aus der Loire gebaggert und aufgespült. Das Ganze stellt einen gigantischen, echt amerikanischen Plan dar. Von den vorgesehenen 6 Gruppen von Magazinen waren bei Abschluß des Waffenstillstandes 4 nahezu vollendet und sind dann auch fertiggestellt worden.

Um dem Verkehr dieses gewaltigen Depots einen neuen Ausweg zu schaffen und die Leistungsfähigkeit des Hafens dabei noch weiter zu erhöhen, ist in der Loire selbst oberhalb der kleinen Reede und vor dem Ufer im offenen Strom liegend eine Verladebrücke vorgesehen worden, an deren dem Strom zugekehrter Seite 8 Schiffe von 125 m Länge sollten anlegen und dabei 9 m Tiefe finden können. Die Brücke hat eine Breite von 36 m und sollte mit 5 Gleisen, Schuppen sowie 42 Portalkranen von 5 t Tragfähigkeit ausgerüstet werden. Durch ein Doppelgleis auf hölzerner Brücke sollte eine Verbindung mit dem Ufer und mit den Anlagen bei Montoir bestellt werden. In voller Länge der Verladebrücke war im Strom auf 366 m Breite die Sohle bis zu der erwähnten Tiefe bei NW. auszubaggern. Zur Herstellung der Ladebrücke und der Verbindung zum Ufer waren 8940 Eisenbetonpfähle zu rammen. Zur Herstellung des Beckens mußten über 1 Mill. cbm ausgebaggert werden. Saugpumpen und kräftige Eimerbagger waren dazu in Dienst gestellt.

Eine zweite Anlagestelle ähnlicher Art aber von geringeren Abmessungen sollte weiter oberhalb bei Donges geschaffen werden. Hier sind die Arbeiten aber gar nicht erst angefangen worden. Von der ersten Anlage sind nur 600 m der Verladebrücke fertiggestellt, aber auch diese nur teilweise ausgebaut und nur mit wenigen Kranen ausgestattet worden. Auch von dem Becken ist nur ein Teil ausgebaggert.

Man erhofft, daß die im Kriege geschaffenen engeren Beziehungen zwischen Amerika und den Häfen der unteren Loire auch weiterhin bestehen bleiben, und es sind daher auch bereits weitere Pläne für den Ausbau des Hafens in Aussicht genommen.

6. Hafen von Le Havre[4]).

Bis zum Beginn des 16. Jahrhunderts wurde die Einfahrt in die Seine durch die an einem Nebenflüßchen nahe der Nordküste der Seinebucht gelegene Seestadt Harfleur beherrscht. Die fortschreitende Versandung ihres Hafens führte dann im Jahre 1517 zur Anlage des an die offene See vorgeschobenen Hafens von Le Havre, der in der zweiten Hälfte des 16. Jahrhunderts bereits größere Bedeutung besitzt. Heute spielt er namentlich durch seinen ausgedehnten Passagierverkehr eine wichtige Rolle unter den französischen Häfen, während er nach seinem Güterumschlag von 3,67 Mill. t im Jahre 1913 erst an fünfter Stelle stand. Auch hier ist während des Krieges der Güterverkehr zunächst stark gewachsen und erreichte 1916 mit 6,42 Mill. t seinen Höhepunkt. Dann sinkt er wieder etwas und stellte sich am Ende des Krieges nur noch auf etwa 6 Mill. t.

Die älteren Hafenbecken gruppieren sich um einen größeren offenen Vorhafen und schieben sich jetzt tief in die städtische Bebauung hinein. Sie liegen hinter dem nördlichen Ufer der Seinebucht und sind durch Ausbaggerung hergestellt. Die kleineren nördlich des Vorhafens gelegenen Becken, Bassin de Commerce und Bassin de la Barre, sind die einzigen, die zu Anfang des vorigen Jahrhunderts bestanden; dann folgten im mittleren Drittel des Jahrhunderts der Reihe nach das Bassin Vauban, landeinwärts gerichtet und mit Harfleur

[3]) Über die noch vor dem Kriege ausgeführten bezw. geplanten Erweiterungen geben Annales des Ponts et Chaussées 1912 III Auskunft.

[4]) Vgl. Génie civil vom 10. Februar 1917, Aufsatz von Pawlowski, und Schweiz. Bztg. vom 23. April 1921.

durch einen Schiffahrtskanal verbunden, ferner das Bassin de L'Eure nach Süden wieder zur Küste abzweigend. Letzteres Becken und die beiden erstgenannten umschlossen die alte Zitadelle, durch deren Beseitigung 1872 Platz für das Bassin de la Citadelle gewonnen wurde. Schon vorher war parallel zum Bassin Vauban das Bassin Dock hergestellt und damit war die zur Verfügung stehende Landfläche erschöpft. Alle weiteren Anlagen mußten durch Vorschiebung von Anschüttungen in die Bucht gewonnen werden.

Als erste derartige Anlage ist in den achtziger Jahren vorigen Jahrhunderts das durch Landzunge mit Durchfahrt in der Mitte eingeschnürte Bassin Ballot erstellt worden, an das sich ein Petroleumhafen anschließt. Zur gleichen Zeit wurde auch der 25 km lange Kanal von Tancarville gebaut, der der Flußschiffahrt von der Seine zum Hafen von unter Vermeidung der Bucht einen sicheren Weg eröffnete.

In den 90er Jahren wurde dann ein größerer Erweiterungsplan in Angriff genommen. Der erste Teil dieser Arbeiten, der mit 43 Mill. Frs. Kostenaufwand abschließt, war 1909 vollendet; es wurden aber sofort im nächsten Jahr noch weitere Erweiterungsbauten in Angriff genommen. Es handelt sich dabei um Gewinnung großer Hafenflächen in der Bucht durch Anschüttung und Umschließung mit einer etwa parallel zum Ufer gerichteten Seemauer, sowie um Herstellung einer verbesserten Einfahrt zum Hafen.

Der frühere Zufahrtskanal zum alten Vorhafen mündet in diesen von Südwest nach Nordost gerichtet ein. Statt dieser wenig günstigen Einfahrt ist eine neue geschaffen worden, die von Nordwest nach Südost gerichtet, sowohl in den alten Vorhafen, wie in die neuen Becken eine gute Einfahrt ermöglicht. Geschützt ist diese Einfahrt durch 2 aufeinander zulaufende Wellenbrecher, von denen der nördliche von der festen Küste ausgeht, der südliche an die neue Seemauer anschließt. Sie lassen zwischen ihren Köpfen eine Durchfahrt von 200 m Breite offen.

Im alten Vorhafen, dessen südliche Begrenzung umzugestalten war, wurde ein mit Gleisanschluß ausgerüstetes 500 m langes Kai für den Durchgangsverkehr ausgebaut; nach dem Bassin de l'Eure wurde eine neue Einfahrt durchgebrochen mit 240 m langer, 30 m breiter Kammerschleuse; vom Kanal von Tancarville wurde ein Anschluß zum Bassin Ballot hergestellt und vor dieser Einmündung der Kanal zu einem Becken größeren Umfanges erweitert.

Im Jahre 1910 wurde dann der Bau der Seemauer auf längere Strecke in Angriff genommen und im Anschluß an die neue Einfahrt dahinter zunächst ein neuer offener Hafen (Nouveau Port à Marée) hergestellt, der hinter der ersten Einfahrt noch eine zweite Einschnürung besitzt, um den Einfluß des Wellenschlages im Hafen aufzuheben. Trotz des hier vorhandenen Flutwechsels von 8 m Höhe hat man sich zu dem offenen Hafen entschlossen, um den durch einen Verschluß mit Schleuse verbundenen Zeitverlust zu ersparen. Denn dieser Hafen, der in der Einfahrt bis zur Tiefe von — 6 m, längs der Kais aber bis auf — 12 m ausgebaggert werden soll, ist für den Verkehr der Passagierschiffe bestimmt, deren größte Typen am Kai im alten Vorhafen schon bald nach dessen Vollendung nicht mehr die nötige Tiefe fanden. Im Anschluß an dieses Hafenbecken ist auch der Bau eines großen Trockendocks von 300 . 37 m vorgesehen. Die gesamten Arbeiten hatten 1918 fertig sein sollen, sind aber durch den Krieg stark gehemmt worden[5]).

Bei Kriegsausbruch umfaßte der Hafen von Le Havre einschließlich der Becken am Kanal 13 Flutbecken mit zusammen 92,1 ha Wasserfläche, 71,65 ha Kaifläche und 15,6 km nutzbarer Kailänge, von denen allerdings nur 6,5 km zum Anlegen großer Dampfer geeignet sind. Die Sohlentiefe liegt auf — 0,15 bis 4 m in dem alten Seehafenbecken, — 1,15 und 2 m in den Becken, die der Flußschiffahrt dienen. Die neuen Anlagen waren noch nicht genügend fortgeschritten, um sie schon ausnützen zu können. Durch Vertiefung des Bassin du Canal an der Einmündung des Tancarvillekanales für Seeschiffe mit 7,5 m Tiefgang und Schaffung neuer Anlegeplätze für Flußschiffe am Kanal selbst wurde dem dringendsten Bedürfnis etwas abgeholfen. Durch Umbau und Erweiterung der maschinellen Einrichtungen, namentlich durch Einstellung von Kranen größerer Tragkraft, wurde die Leistungsfähigkeit weiter erhöht.

Dazu kam ein wesentlicher Ausbau der Gleisanlage. Vor dem Kriege waren 54,4 km Gleise vorhanden, davon 39,6 km dem Kaiverkehr dienend, 19,6 km im Hafenbahnhof. Dazu kamen noch 20,3 km Industriegleis. Zur rascheren Abwicklung des Verkehrs wurden die Gleisanlagen verstärkt, bessere Verbindungen zu den Kais hergestellt, ein in Ausführung begriffener Verschiebebahnhof östlich vom Hafen schleunigst beendet und ein weiterer umfangreicher Verschiebebahnhof an der Eisenbahnlinie Le Havre-Rouen erbaut.

Man steht aber bald vor der Notwendigkeit, den Hafen weiter auszubauen. Im Anschluß an den neuen offenen Hafen und hinter dessen geradlinig verlängerter Seemauer soll ein neues großes Flutbecken mit zahlreichen Stichbecken zur Gewinnung ausgedehnter Kailänge und ausgerüstet mit einer großen Zahl von neuer Trockendocks hergestellt werden, das mit Doppelschleuse mit dem offenen Hafen und durch einen Verbindungskanal mit dem Kanal von Tancarville verbunden werden soll. An letzterem selbst ist ferner die Ausführung eines umfangreichen Hafens für die Flußschiffahrt vorgesehen.

7. Hafen von Dünkirchen.[6])

Auch dieser Hafen, den wir nur noch kurz erwähnen können, weist trotz seiner Nähe an der Kriegszone nur einen vorübergehenden Rückgang im Verkehr auf, der sich 1913 auf 3 885 769 t in Ein- und Ausfuhr belief, 1914 bis auf etwa 1,5 Millionen t herabgesunken war, aber schon 1916 den Stand von 1913 wieder erreicht hatte. Der Hafen steht mit dem belgischen und dem nordfranzösischen Binnenschiffahrtsnetz in guter Verbindung; letzteres ist während des Krieges im steigenden Maße zum Abtransport der Güter ausgenutzt worden.

Der Hafen besaß bei Kriegsausbruch 43,6 ha Wasserfläche, 8,73 km Kailänge und 72,5 ha Kai- und Lagerfläche. Er hatte ausgedehnte Speicher- und Schuppenflächen, 4 größere Trockendocks, davon das größte von 185,5 × 20 m und 8 m Tiefe bei MW. An Gleisanlagen waren 56,75 km vorhanden. Auf dem ausschließlich dem Hafenverkehr dienenden Verschiebebahnhof hinter dem Hafenbecken entfallen davon 22 km. Die Ausrüstung mit Verladeeinrichtungen war eine gute.

Die Einfahrt zu den Hafenbecken wurde durch einen mit Wellenbrecher an der Nordseite geschützen Hafenkanal gebildet, von dem, ohne eigentlichen Vorhafen, 3 Schleusen den Eintritt in die Becken selbst vermittelten. Durch die tiefste dieser Schleusen konnten je nach dem Wasserstand Schiffe mit 8,4 bis 9,9 m Tiefgang einlaufen.

Die Beengung des Verkehrs in den alten Hafenanlagen führte 1903 zur Aufstellung eines umfangreichen Erweiterungsprogrammes, wobei die Verlegung der Befestigungsanlagen die Durchführung des Planes erst ermöglichte. Es wurde zunächst aber nur ein kleiner Teil ausgeführt, dann aber seit 1910 energischer gearbeitet. 1918 wurde das Programm dann nochmals erweitert. Der gesamte Erweiterungsplan umfaßt, abgesehen von Veränderungen an den alten Becken, die Schaffung einer ganzen Reihe neuer Becken nach Süden zu, die mit Durchfahrten unter sich und mit Schleuse mit 2 großen offenen, nach Westen vorgelagerten Becken in Verbindung gebracht werden sollen. Diesen Becken soll nach dem letzten Plan dann noch ein geräumiger Vorhafen vorgelagert werden, der nördlich durch einen Wellenbrecher in Verlängerung des Dammes des alten Einfahrtskanales, dessen Richtung also erhalten bleibt, und südlich durch einen neuen Wellenbrecher geschützt werden soll. Beide lassen zwischen ihren Spitzen eine Durchfahrt von 200 m Breite. Eine Erweiterung und Verbesserung der Gleisanlagen, der Verschiebebahnhöfe und der Verbindung des Hafens mit dem Binnenschiffahrtsnetz gehen mit diesen Arbeiten Hand in Hand. Fr. Eiselen.

[5]) Angaben über diese Erweiterung im Génie civil vom 29. Juni 1912.

[6]) Vgl. Génie civil vom 31. Mai 1919.

GESCHÄFTLICHE MITTEILUNGEN DER GESELLSCHAFT.

1. Neuregelung in der Form der Gesellschafts-Mitteilungen.

In Auswirkung von Verhandlungen mit der Hauptschriftleitung und dem Verlage Julius Springer tritt mit Erscheinen des neuen Jahrganges der Zeitschrift eine Neuregelung in der Form der „Mitteilungen der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen" ein, die nach folgenden Festlegungen erfolgen wird:

Die Zeitschrift „Der Bauingenieur" wird vom 1. Januar 1922 ab durch den Zusatz „Organ der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen" auf dem Titelblatt als solches gekennzeichnet. Die von der Gesellschaft beabsichtigten Veröffentlichungen werden, um Parallelarbeit zu vermeiden, der Hauptschriftleitung des „Bauingenieur" übergeben. Der Verlag stellt hierfür den gewünschten Raum zur Verfügung. Die bisherigen geschlossenen „Mitteilungen der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen" kommen in Fortfall, dafür hat aber die Gesellschaft das Recht, am Schluß eines jeden Heftes des „Bauingenieur" ihre geschäftlichen Mitteilungen zum Abdruck bringen zu lassen.

2. Mitgliedsbeitrag, Bezug des Gesellschaftsorgans.

Unsere Mitglieder bitten wir folgendes beachten zu wollen: Der jährliche Mitgliedsbeitrag beträgt M. 25,—, für Mitglieder des Vereines Deutscher Ingenieure M. 20,— und für Junioren (Mitglieder ohne Stimmrecht) M. 10,—. Das neue Geschäftsjahr hat am 1. Oktober begonnen. Es wird gebeten, den Mitgliedsbeitrag für das laufende Geschäftsjahr auf das Postscheckkonto 100329 Berlin NW. 7 für die Deutsche Gesellschaft für Bauingenieurwesen möglichst bald zu überweisen. Die Mitgliedskarte wird nach Eingang des Betrages sofort zugestellt.

Der Bezug des Gesellschaftsorgans „Der Bauingenieur" ist freigestellt. Vertragsgemäß gewährt der Verlag den Mitgliedern der Gesellschaft eine Ermäßigung von 25 vH gegenüber dem Ladenpreise. Die Kosten der Zeitschrift belaufen sich für unsere Mitglieder bis auf weiteres auf M. 15,50 vierteljährlich (zuzüglich Zustellungsgebühr innerhalb Deutschlands). Es wird gebeten, die Einsendung des Bezugspreises der Zeitschrift unmittelbar an den Verlag von Julius Springer, Berlin (Postscheckkonto 201 20) erfolgen zu lassen.

Die Geschäftsstelle.

Schriftleitung: Reg.-Baumeister Fr. Eiselen, Berlin-Lichterfelde, Karlstr. 99. — Verlag von Julius Springer in Berlin W. — Druck von H. S. Hermann & Co. in Berlin SW.

DER BAUINGENIEUR

ZEITSCHRIFT FÜR DAS GESAMTE BAUWESEN

Organ des Deutschen Eisenbau-Verbandes und des Deutschen Beton-Vereins

Herausgegeben von Professor Dr.-Ing. e. h. M. Foerster-Dresden, Professor Dr.-Ing. W. Gehler-Dresden, Professor Dr.-Ing. E. Probst-Karlsruhe, Dr.-Ing. H. Fischmann-Berlin, Dr.-Ing. W. Petry-Oberkassel

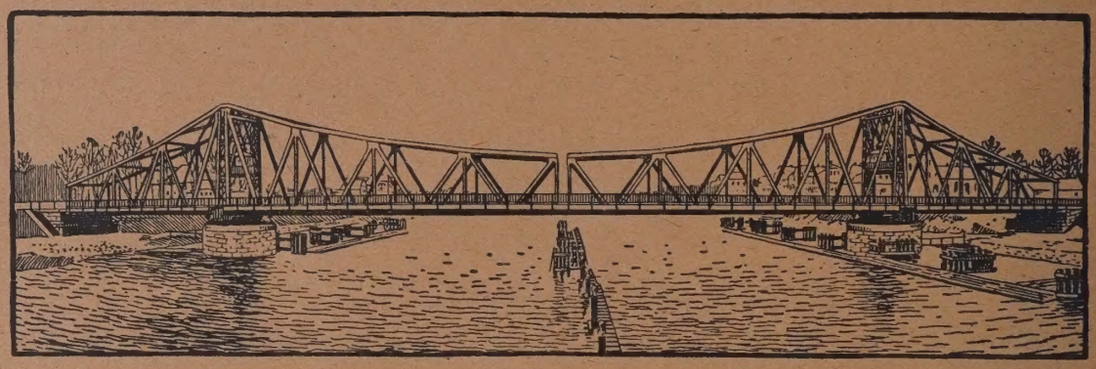
VERLAG VON JULIUS SPRINGER IN BERLIN W9, LINKSTRASSE 23—24

2. Jahrgang | 31. Dezember 1921 | Heft 24

Bezugsbedingungen, Anzeigenpreise und Inhalt auf Seite 7.

Gesellschaft Harkort Duisburg a. Rh.

Gegründet 1846 Älteste Brückenbau-Anstalt Deutschlands Gegründet 1846



„Straßendrehbrücke über den Kaiser Wilhelm-Kanal bei Rendsburg"
Größte Drehbrücke Deutschlands ❖ Zu bewegende Massen 2000 t

Eisen-Brückenbau • Eisen-Hochbau • Eisen-Wasserbau • Zechenbau • Bewegliche Brücken Druckluftgründungen • Waggonbau

AHG

Allgemeine Hochbau-Gesellschaft

A.-G.

Düsseldorf

Köln Hamburg

Eisenbetonbau
Betonbau

Pressenhalle

H. Gossen

Berlin-Reinickendorf-Ost

liefert

Eisenbauten und Brücken

jeder Art und Größe

Träger- und Stabeisenlager

EISENBAUWERKE

E·S·A

BRÜCKEN · FABRIKHALLEN
BERGWERKS-U. HÜTTENBAUTEN
GITTERMASTE · FUNKENTÜRME

ANERKANNT ERSTKLASSIGE ENTWÜRFE
KURZFRISTIGE PREISWERTE LIEFERUNGEN

EISENBAU SCHIEGE A:G.
LEIPZIG

TELEGRAMM-ADRESSE:
EISENBAUSCHIEGE LEIPZIG

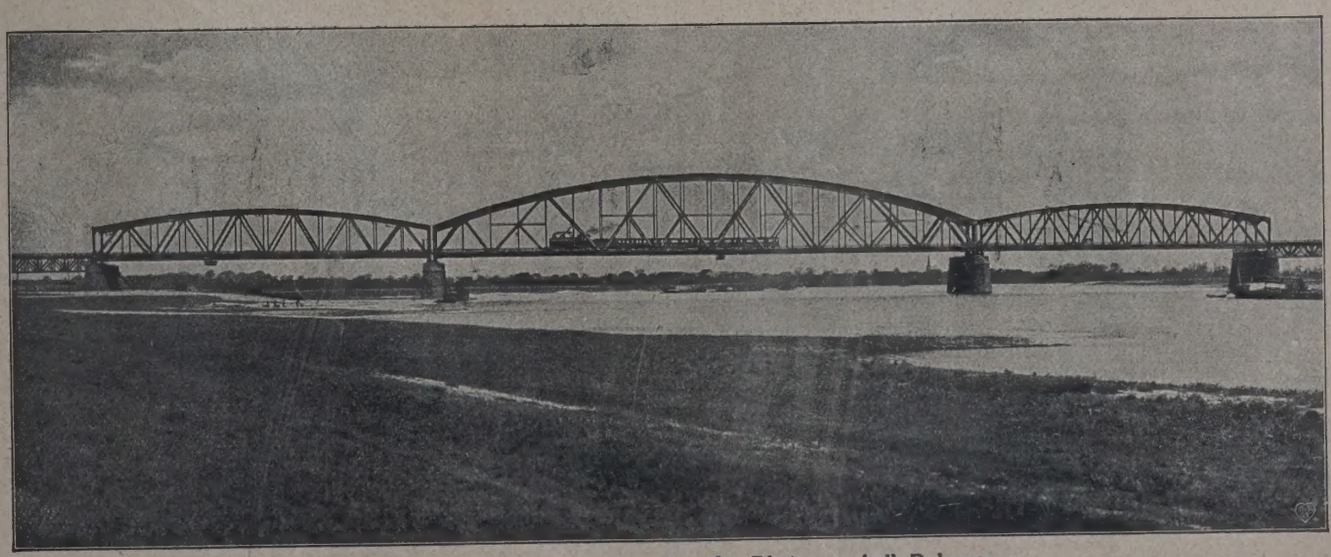
TELEPHON: 60963
60964 60973 60978.

HEIN, LEHMANN & CO.

AKTIENGESELLSCHAFT

Eisenkonstruktionen, Brücken- u. Signalbau

DÜSSELDORF-OBERBILK BERLIN-REINICKENDORF



Zweigleisige Eisenbahnbrücke über den Rhein unterhalb Ruhrort

Brückenbauten in Eisen

Eisenbahn- und Straßenbrücken, fest und beweglich, Schwebefähren, Verladebrücken, Brückenverstärkungen, Brückenauswechselungen

VOM ROHPRODUKT ZUM FERTIGFABRIKAT

GUTEHOFFNUNGSHÜTTE
OBERHAUSEN (RHEINL)

JOSEF HOFFMANN & SÖHNE

GEGR. 1843 :: GESELLSCHAFT MIT BESCHRÄNKTER HAFTUNG :: GEGR. 1843

LUDWIGSHAFEN A./RH. — MANNHEIM

HOCHBAU ◆ EISENBETONBAU ◆ TIEFBAU

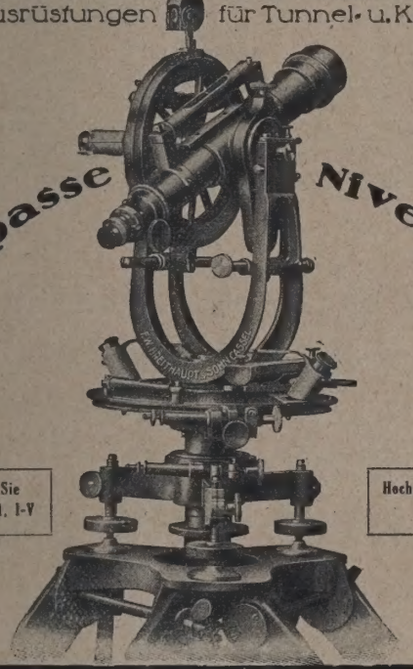
INGENIEURBÜRO

GENERALÜBERNAHME ALLER BAUAUSFÜHRUNGEN NACH EIGENEN UND FREMDEN ENTWÜRFEN

Theodolite Tachymeter

Neu-Ausrüstungen für Tunnel- u. Kanalbau

Kompasse Nivelliere



Verlangen Sie Kataloge 1921. I-V

Hochwertige Erzeugnisse

F. W. BREITHAUPT & SOHN

* CASSEL *

Brücken

für Eisenbahn u. Straßen

Talbrücken

Ufer- und Stützmauern

Kaisson-Gründungen

Hüser & Cie.

Obercassel, Siegkreis (bei Bonn)

Soeben erschien:

Ableitung der Einflusslinien

und ihre Anwendung bei der Berechnung der Baukonstruktionen des Eisen- und Eisenbetonbaues

von

Baurat Richard Dooentz,

Oberingenieur der Bauunternehmung Rudolf Wolle, Leipzig.

Zweite, vollständig umgearbeitete Auflage mit zahlreichen Beispielen. 132 Abbildungen im Text und 13 ganzseitige Tafeln auf 145 Seiten.

Solid gebunden Preis **40** Mark ohne jeden Zuschlag innerhalb Deutschlands.

Zu beziehen durch jede Buchhandlung.

Prospekt mit Inhaltsverzeichnis umsonst.

Polytechnische Verlagsgesellschaft

Max Hittenkofer, Strelitz i. Meckl.

Postscheckkonto 35251 Hamburg.

Preisausschreiben

der **Vereinigten**

Mosaik- u. Wandplattenwerke A.-G.

(Friedland-Sinzig-Ehrang) in Sinzig

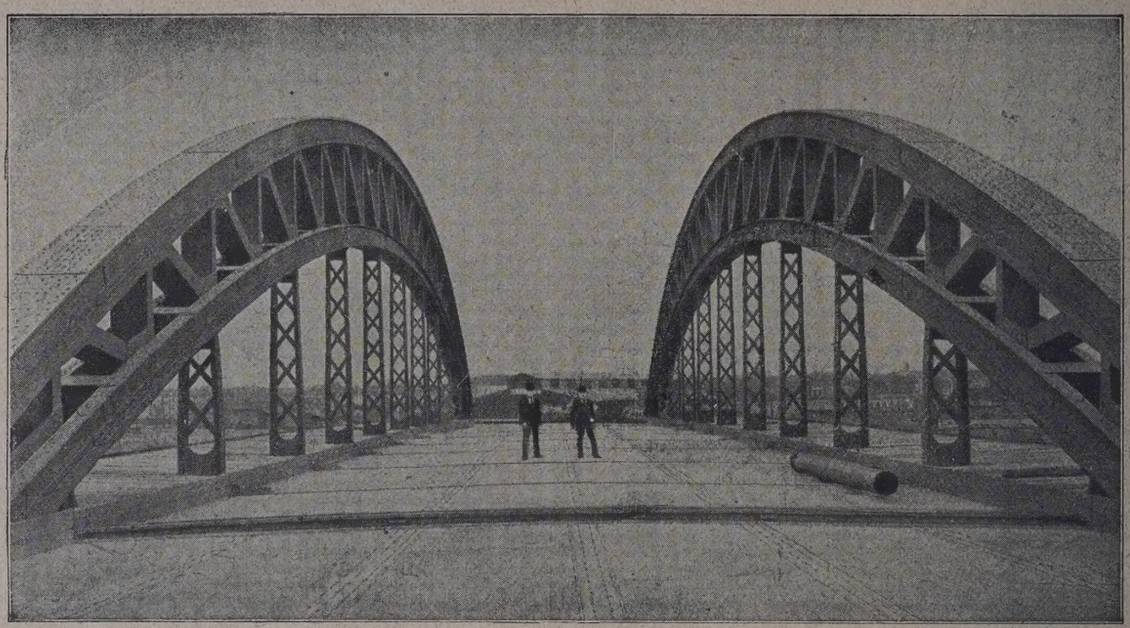
Gemäß Absatz IV unserer Bedingungen verlängern wir hiermit den Einreichungstermin bis zum 1. Februar 1922 mit der Maßgabe, daß alle Zusendungen, die den Poststempel des 1. Februar 1922 tragen, Berücksichtigung finden.

Sinzig, im Dezember 1921

Vereinigte Mosaik- u. Wandplattenwerke A.-G.

(Friedland-Sinzig-Ehrang)

Eisenwerk Kaiserslautern · Kaiserslautern



Osthafenbrücke Frankfurt a. Main

Eisenhoch- und Brückenbau

REPAL-FENSTER IN SCHMIEDE-EISEN

FENSTERWERK REINHOLD PATZSCHKE
FERNRUF: 60440 **LEIPZIG** FERNRUF: 60640

Gebr. Möbers

Hoch- und Tiefbau-Unternehmung

Drahtanschrift: Eisenbeton **Elberfeld** Fernsprecher 163* und 164*, nach Geschäftsschluß 5882

Zweiggeschäft ***Remscheid,*** *Fernsprecher 1817*

❖

Spezial-Ausführungen von

Beton- und Eisenbetonarbeiten

jeder Art
Industriebauten,
Silos, Brücken,
Flüssigkeitsbehälter, Kanäle,
Verwaltungsgebäude,
Wohn- und Geschäftshäuser,
Siedlungsbauten in verschiedenen Sparbauweisen

DER BAUINGENIEUR

berichtet über das Gesamtgebiet des Bauwesens, über Baustoff und Konstruktionen, über wirtschaftliche Fragen und verfolgt auch die für den Bauingenieur wichtigen Normungsfragen. Originalbeiträge nehmen an:

Professor Dr.-Ing. Max Foerster, Dresden } Technische Hochschule,
Professor Dr.-Ing. W. Gehler, Dresden } Bauingenieur-Gebäude,
George Bähr-Straße 1;
Professor Dr.-Ing. E. Probst, Karlsruhe i. B., Techn. Hochschule;
Dr.-Ing. H. Fischmann, Direktor des Deutschen Eisenbau-Verbandes, Berlin W 9. Linkstrasse 16;
Reg.-Baumstr. Dr.-Ing. W. Petry, Direktor des Deutschen Beton-Vereins, Obercassel (Siegkreis).

Alle sonstigen, für die Schriftleitung bestimmten Mitteilungen, Bücher, Zeitschriften usw. werden erbeten unter der Adresse:

Schriftleitung „Der Bauingenieur“,
Dresden, Technische Hochschule, Bauingenieur-Gebäude, George Bähr-Straße 1.

erscheint zweimal monatlich und kostet jährlich M. 56.— (vierteljährlich M. 14.—). Bezug durch den Buchhandel, die Post oder den unterzeichneten Verlag.

Preis der Inland-Anzeigen bei

1/1	1/2	1/4	1/8 Seite Umfang
M. 750,—	390,—	210,—	115,—

Kleine Anzeigen, 45 mm breit, M. 2,40 die Zeile.

Bei 6 12 24 maliger Wiederholung innerhalb Jahresfrist
10 20 30% Nachlaß.

Ausland-Anzeigenpreise werden auf direkte Anfrage mitgeteilt.

Verlagsbuchhandlung Julius Springer, Berlin W 9, Link-Str. 23/24.

Fernsprecher: Amt Kurfürst 6050—53. Drahtanschrift: Springerbuch. Reichsbank-Giro-Konto. — Deutsche Bank Berlin, Depositen-Kasse C. Postscheck-Konten: für Bezug von Zeitschriften u. einzelnen Heften: Berlin Nr. 20120 Julius Springer Bezugsabteilung für Zeitschriften; für Anzeigen und Beilagen: Berlin Nr. 118935 Julius Springer Anzeigenabteilung; für alle übrigen Zahlungen: Berlin Nr. 11100 Julius Springer.

INHALT

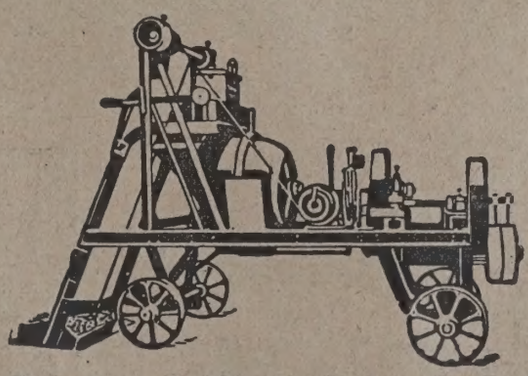
*bedeutet Abbildungen im Text.

	Seite
Der Wettbewerb für Entwürfe zu einer Verbindung über den Limfjord zwischen Aalborg und Nörresundby in Dänemark. Vom Geheimen Baurat Schaper, Berlin. (Schluß von Seite 672)	685*
Der Bau des Königstuhltunnels in Heidelberg. Von Prof. Dr.-Ing. E. Gaber, Karlsruhe i. B. (Schluß von Seite 662)	691*
Beitrag zur Berechnung des kontinuierlichen Trägers. Von Dr.-Ing. Josef Vinzenz, Chefkonstrukteur der Betonbauunternehmung Pittel & Brausewetter, Prag	695*
Beitrag zum Verhalten von Eisenbetonkonstruktionen im Schadenfeuer. Von Dipl.-Ing. Willi Obrist, Budapest	698*
Berechnung der Beanspruchung größerer ebener Behälterböden während der Aufstellungsarbeiten. Von Dipl.-Ing. Ruchholtz, Sterkrade	700*
Erwiderung auf den Aufsatz von Karl Bernhard „Vom guten Geschmack“. Heft Nr. 14 vom 31. Juli 1921. S. 391 ff. Von Reg.-Baumeister Dr.-Ing. Georg Müller. Anschließend kurze Bemerkung von Karl Bernhard	703*
Wettbewerb um Entwürfe für die Ausnutzung der Wasserkräfte im Schluchseegebiet (Baden)	704
Literaturschau. Gesammelt und geordnet von Regierungsbauführer Dipl.-Ing. C. Lehmann, Dresden	704
Kurze technische Berichte usw.	707
Kisse, die Schwimmgründung.* — Lewe, Betr.: Aufsatz von Geh. Reg.-Rat Prof. Dr.-Ing. Barkhausen: „Beurteilung der Grundlagen des Bauens in Holz“.*	
Wirtschaftliche Mitteilungen	710
Personalien. — Neue Indexzahlen für Nordamerika. — Die Höchstpreise für Zement.	
Gerichtliche Entscheidungen	710
Weiß, Das deutsche Arbeitsrecht und seine Entwicklung.	
Patentbericht	711
Buchbesprechung	712
Mitteilungen der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen:	
Aus dem Arbeitsgebiet der Gesellschaft. Bericht über die Arbeiten des ständigen Ausschusses für die Durchführung einer praktischen Arbeitszeit der Studierenden des Bauingenieurwesens	93
Aus der Fachliteratur des Auslandes. II. Entwicklung der französischen Seehäfen während der Kriegsjahre. Von Fr. Eiselen. (Schluß von Seite 92)	94
Geschäftliche Mitteilungen. 1. Neuregelung in der Form der Gesellschafts-Mitteilungen. 2. Mitgliedsbeitrag, Bezug des Gesellschaftsorgans.	96

Fabrik moderner Baumaschinen

Betonmischer D. R. P.
Löffelbagger
Greifbagger
Universal-Rammen
Reihen-Dampframmen
Spundwandrammen
Auto-Steinbrecher
Dampfwalzen
Aufzugswinden
Handkabelwinden
Bauwinden

Silberne Staatsmedaille



Beton- und Mörtelmischer D. R. P.
für jede Leistung

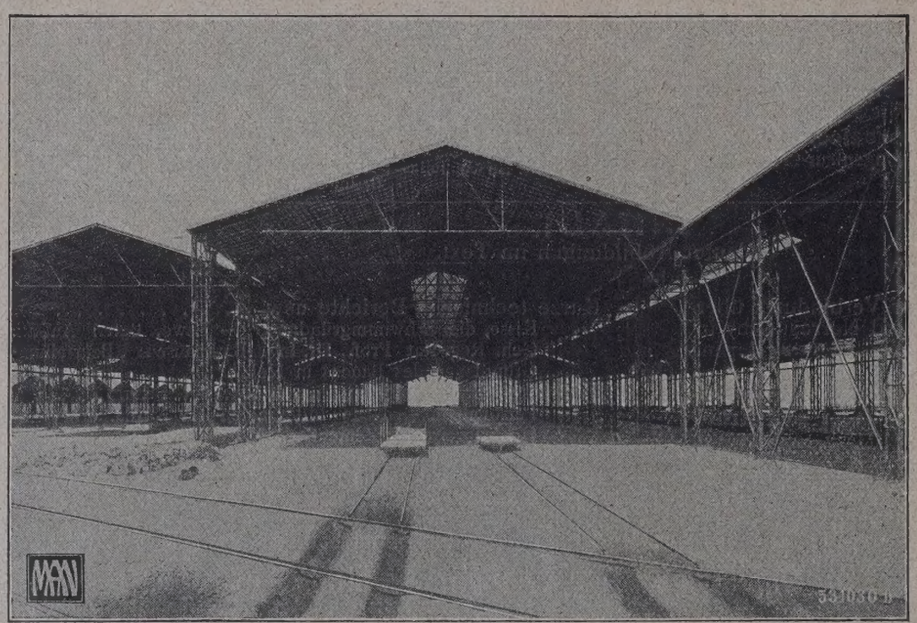
LEIPZIG 86
Dittrichring 13a

Betonmischer D. R. P.
Löffelbagger
Greifbagger
Universal Rammen
Reihen-Dampframmen
Spundwandrammen
Auto-Steinbrecher
Dampfwalzen
Aufzugswinden
Handkabelwinden
Bauwinden

Allgemeine Baumaschinen-Ges. m. b. H.

M A N

MASCHINENFABRIK AUGSBURG-NÜRNBERG AG



Holzlagerschuppen für 69 500 qm überdachte Grundfläche
Stagni & Figli, Alexandrien (Aegypten)

Eisenbauten

Gerüste
Hochofenaufzüge, Hochofen- und Fördergerüste, Hellinge

Hallenbauten
für Werkstätten, Stahl- und Walzwerke, Kraftwerke, Bahnhofs- und Ausstellungshallen, Warenhäuser, Industriebauten

Behälter
Flüssigkeitsbehälter, Gasbehälter mit M. A. N.-Wölbbassin, Wasserlose Gasbehälter

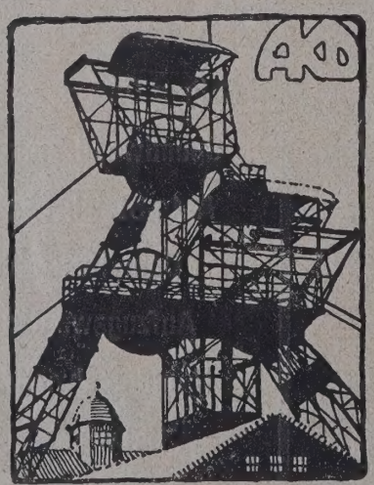
Eisenwasserbauten
Wehr- und Schleusenanlagen Schwimmtore

Brücken, Hochbahnen

Näheres Drucksache B. F. 53

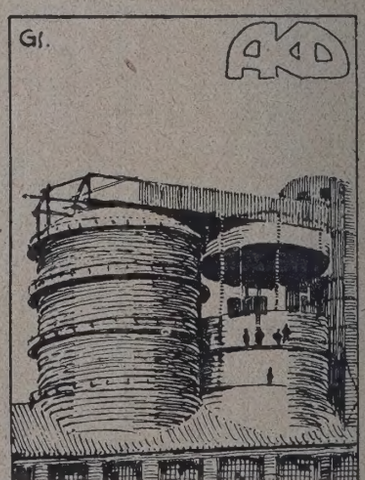
7

AUG. KLÖNNE
DORTMUND



Eisen- und Blech-Konstruktionen

Gaswerksbau



DYWIDAG

DYCKERHOFF & WIDMANN A.G.

OPELWERKE BERLIN

BETON EISENBETON
HOCH- u. TIEFBAU ZEMENTWAREN
Zentrale Biebrich a. Rh.

Niederlassungen und Büros: Augsburg, Berlin, Breslau, Cassel, Cöln, Dresden, Düsseldorf, Hamburg, Hannover, Karlsruhe, Leipzig, München, Nürnberg, Saarbrücken, Stuttgart, Trier, Buenos Aires, Santiago de Chile, Bandoeng/Java

Interessengemeinschaften und ständige Verbindungen mit einheimischen Firmen in
Danzig, Holland, Schweiz, Schweden, Polen, Tschecho-Slowakei, Jugoslavie

Bauunternehmung

Rud. Wolle

Leipzig

Berlin Dresden München

Betonbau
Eisenbetonbau
Tiefbau

*

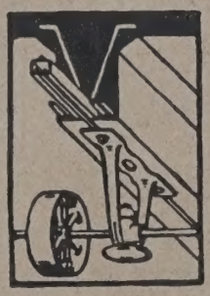
POLARPLAST

APD ZUM PUTZEN UND MAUERN

BEI FROST

A·PRÉE·G·M·B·H·DRESDEN·N·6

Ankerschienen



D. K. G. **D. R. P.**

Zur Befestigung von **Transmissionen, Rohrleitungen usw.** in modernen **Anlagen aller Konstruktionen** eingeführt und **unentbehrlich**

(Prospekt Nr. 13 kostenlos)

Deutsche Kahneisen-Gesellschaft

m. b. H.

Berlin W 8, Unter den Linden 17/18

Tel.-Adr.: Kahncrete, Fernspr.: Zentrum 121 85, 125 77

Straßenbrücke über die Oder in Glogau.
(Pfeiler mit Druckluft gegründet). Gesamte Bauausführung.

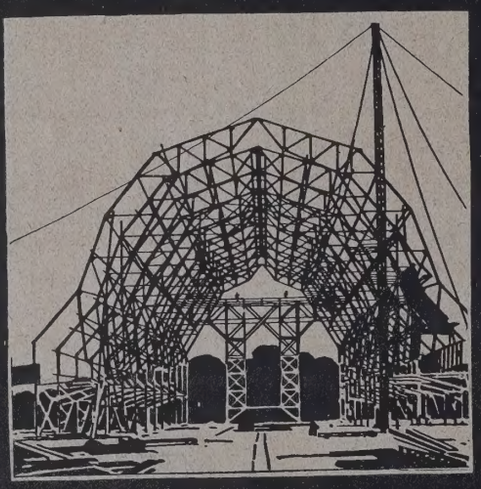
BEUCHELT & Co.
GRÜNBERG i. SCHL.

Brückenbau und Eisen-Hochbau
Bewegliche Brücken, Wehranlagen, Schleusentore

Waggonbau Personen- u. Güterwagen, Salon-, Schlaf- und Speisewagen

Tiefbau Brückenpfeiler, Schleusenbauten, Betonbrücken

Druckluftgründung



EISENBAU
B. SEIBERT
G. M. B. H.
SAARBRÜCKEN

Schmiedeeiserne Fenster.

Türen, Tore, Oberlichte.
R. Zimmermann
Fensterwerk
Bautzen.

Verlag von Julius Springer in Berlin W 9

Soeben erschien:

Außergewöhnliche Druck- und Temperatursteigerungen bei Dieselmotoren

Eine Untersuchung
von
Dr.-Ing. **R. Collel**
Mit 26 Textfiguren
Preis M. 20.—

Zu beziehen durch jede Buchhandlung

GEW
gusseiserne
Fenster
in jeder Größe und Menge.
Gewerkschaft
Eisenhütte Westfalia
Lünen a. d. Lippe.
Gegründet 1826.

W. DIETERICH, HANNOVER

BRÜCKENBAU-EISENKONSTRUKTION.

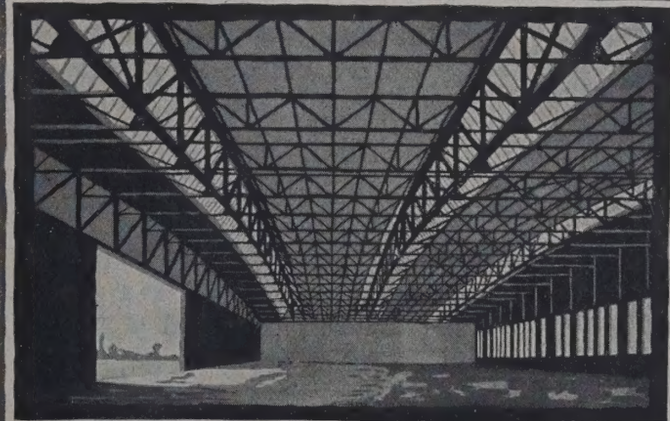
BRÜCKEN-FABRIKBAUTEN-FÖRDERTÜRME-
WELLBLECHBAUTEN-GITTERMASTE.

Schmiedeeiserne Fenster
D.R.G.M.
Fertigt als Specialität
Hermann Bulnheim, Bautzen 24

Schrank
für Zeichnungen aufzubewahren, zu Kaufen gesucht
Angebote mit genauer Beschreibung, Größe usw. an
Wesenfeld, Dicke & Co., Barmen-R.

Adolf Ludwig
M. Gladbach
Eisenhoch- u. Kranbau
Tel. No 65 u. 2191
Eisenkonstruktionen u. Hebezeuge
Specialität:
Elektroflaschenzüge Lauf- u. Drehkrane
Verladebrücken, Eisenhoch-Brücken- u. Wellblechbauten
u. s. w.

DINGLER

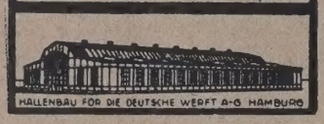


EISENBAU
DINGLER'SCHE MASCHINENFABRIK A.-G.
ZWEIBRÜCKEN/PFALZ

Kittlose Glasdächer
Dachlüfter
Jalousien
Schmiedeeiserne Fenster
Türen und Tore

C. H. JUCHO DORTMUND

Schnell-Erdbohrer
von 35 bis 500 mm Durchmesser, sofort lieferbar. — Prospekt frei.
E. Jasmin, Hamburg 30.

E·S·A
EISENBAU
SCHIEGE A.G. LEIPZIG
EISENKONSTRUKTIONEN


Soeben erschien in dritter, neubearbeiteter und erweiterter Auflage:
Preisermittelung u. Veranschlagen von Hoch-, Tief- und Eisenbetonbauten
Ein Hilfs- und Nachschlagebuch zum Veranschlagen von Erd-, Straßen-, Wasser-, Brücken-, Eisenbeton-, Maurer- und Zimmererarbeiten von Oberlehrer Ingenieur **M. Bazali.**
Preis in Halbleinen gebunden einschl. Zuschlag **M. 72.—**
Das Buch hat sich bereits bisher als ein gut. Ratgeb. erwiesen u. ist in der neuen vervollkommneten Ausgabe nunmehr **für jeden praktisch tätigen Baufachmann unentbehrlich!**
Verlag Willy Geissler
Berlin SW 29 T

Techniker
mit guten Kenntnissen im Eisenbeton gesucht. Ausführl. Bewerbungen mit Zeugnissen und Gehaltsansprüchen erbeten unter **H. E. 2336** an **Ala-Haasenstein & Vogler, Halle a. S.**

Für Flüchtling!
11 Jahre selbständiger **Bauunternehmer** gewesen, hierin prakt. durchaus erfahren, durch Unfall nicht mehr in der Lage, seinem erlernten Beruf als Maurer nachzugehen, **suchen geeignete Stellung** jeder Art.
Hauptstelle für Arbeitsnachweis der Flüchtlingszentrale Ost, Frankfurt/Oder, Nr. 89.

Größere Eisenbetonbauunternehmung **sucht** für ihre **Berliner Niederlassung** einen mit den Verhältnissen vertrauten **Ingenieur** als
Filialleiter
zum möglichst **sofortigem Antritt.** Ausführliche Angebote mit Lebenslauf und Zeugnisabschriften und Angabe der Gehaltsansprüche erbeten unter **P. M. 9830** an **„Invalidendank"**, Annoncen-Expedition, **Berlin W 9.**

Durch mich ist zu beziehen:
Handbuch des Richtmeisters
Von
C. H. Jucho
Dortmund
Gebunden Preis M. 40.—
Inhaltsübersicht:
Abteilung I: Allgemeine Angaben und Tafeln
„ II: Werkzeuge und Maschinen
„ III: Hebezeuge
„ IV: Niet-Vorrichtungen
„ V: Montagegeräte und Rüstung
„ VI: Transport-Einrichtungen
„ VII: Autogenes Metall-Schneidverfahren
„ VIII: Verschiedenes
Verlagsbuchhandlung Julius Springer in Berlin W9

Größeres Werk in angenehmer Lage Süddeutschlands **sucht**
Oberingenieur
für Eisenhoch- und Brückenbau
mit gründlichen Kenntnissen und praktischen Erfahrungen auf diesem Gebiet.
Angebote mit Zeugnisabschriften, Gehaltsansprüchen, Lichtbild, Referenzen sowie frühestem Eintrittstermin erbeten unter **„Bau 236"** an die Expedition dieser Zeitschrift, Berlin W 9, Linkstr. 23/24.

Technische Staatslehranstalten zu Hamburg
Gesucht zum 1. März 1922 ein
Herr
des Baufaches mit voller Hochschulbildung als
Vortragslehrer
Bewerbungen an die **Technischen Staatslehranstalten zu Hamburg 5, Lübeckerthor 24**

Stellenangebote und -gesuche

Erfahrener Architekt
möglichst Akademiker, für die Durcharbeitung industrieller Hochbauten, insbesondere für Kokereien und Gasanstalten in dauernde Stellung gesucht. Meldungen mit Lebenslauf, Zeugnisabschriften, Gehaltsansprüchen und Angabe des Eintrittstermins sind zu richten an:
Dr. Otto & Comp., G. m. b. H.
Technisches Büro in Bochum, Christstr. 9

Isolier- und Baustoffwerke
suchen
einen im **Klein-** und **Großwohnungsbau** erfahrenen
ARCHITEKTEN
Bewerber müssen in der **Wärme- und Kältetechnik** bewandert und im Verkehr mit **Baubehörden** und **Werkdirektionen** gewandt, über Organisationstalent verfügen und an vollständig selbständiges Arbeiten gewöhnt sein. Offerten unter **W. L. 511** an die Ann.-Exped. **Hugo Schaaf, Bremen, Langen-Straße 19.**

Goldene Medaille Leipzig 1913 — Silberne Staats-Medaille Düsseldorf 1902

Beton-
und Mörtel-
Misch-Maschinen
Hebezeuge
für Hoch- und Tiefbau

Gauhe, Gockel & Cie., G. m. b. H.
Oberlahnstein

Motor-Bauwinden / Aufzüge / Krane
Elevatoren / Flaschenzüge
Baugerüste aller Art

JOHANNES REIF

BETON- u. EISENBETONBAU
HAMBURG
Barkhof Haus 2
Fernspr: Merkur 441
ALTONA
Schützenstr. 22-24
Fernspr: Hansa 2084

Bauingenieur

wünscht als Teilhaber in ein Ingenieurbüro einzutreten (Wasserkraft, Fluß- und Seebau, Eisenbahnbau), auch Interesse für Ausland, perf. in Franz. u. Ital., etwas Engl. Praxis in Vermessung, Eisenbahnbau und Wasserkraft. Gefl. Angeb. unt. **F. B. B. 4331, Rudolf Mosse, Baden-Baden**

Anzeigen im „Bauingenieur"
sind von bester Wirksamkeit!

Nohl & Schällmann
Beton- und Tiefbau
Berlin N 4
Chaussee-Str. 42

Wassersenkung
Ramm- und Baggerarbeiten
Beton- und Kanalbauten

ESCHWEILER BERGWERKS-VEREIN

Hütten-Abteilung

Eschweileraue (Kr. Aachen)

Eisenbauten

für den Brückenbau, Hochbau, Bergbau, Hüttenbetrieb

Drehscheiben und Schiebebühnen

nach eigenen Patenten

Hierzu eine Beilage der Eisenbau Schiege A.-G., Pannsdorf-Leipzig betr.: „Eisenbauwerke".

Verlag von Julius Springer in Berlin W 9. Verantwortlich für den Anzeigenteil: Franz Rummel in Berlin-Treptow. Druck von H. S. Hermann & Co. in Berlin SW 19.

UNIVERSITY OF ILLINOIS-URBANA
620.5BA C001
DER BAUINGENIEUR; ZEITSCHRIFT FUR DAS GE
2 1921
3 0112 007795237